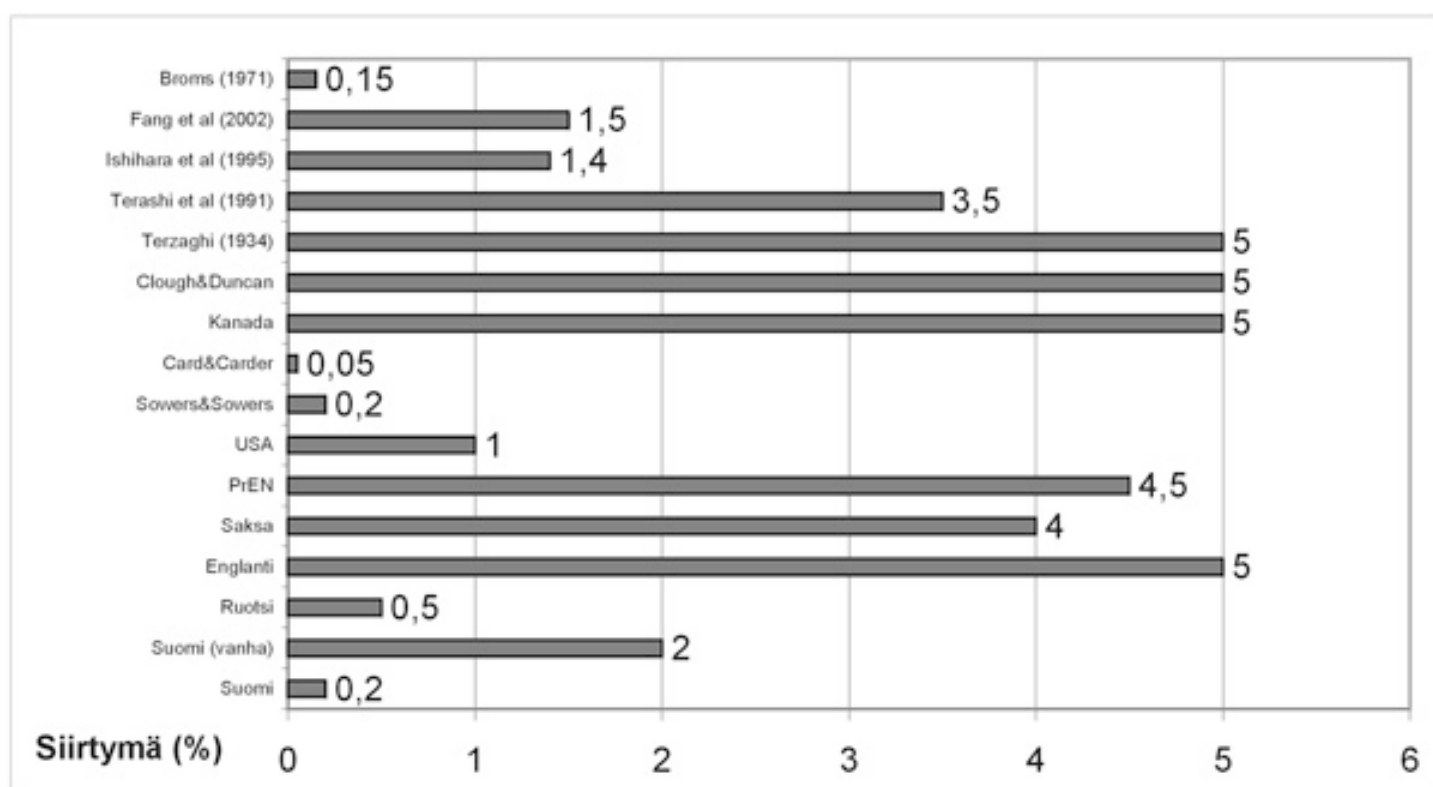




Matti Manelius, Panu Tolla

Liikuntasaumattoman sillan ja penkereen yhteistoiminta

Sisäisiä julkaisuja 34/2003



Matti Manelius, Panu Tolla

Liikuntasaumattoman sillan ja penkereen yhteistoiminta

Sisäisiä julkaisuja 34/2003

ISSN 1457-991X
TIEH 4000389

ISSN 1458-1561 (www.tiehallinto.fi)
TIEH 4000389-v (www.tiehallinto.fi)

Multiprint Oy
Vaasa 2003

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
Telefaksi 0204 22 2652
E-mail: julkaisumyynti@tiehallinto.fi

TIEHALLINTO
Siltatekninen tuki
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 150

TIIVISTELMÄ

Työssä selvitettiin kirjallisuudesta sillan päätytuen ja penkereen yhteistoimintaa keskittyen kahteen pääkohtaan:

1. Maanpaineen suuruus ja suunta

- maan ominaisuuksien vaikutus
- rakenteen ominaisuuksien vaikutus
- siirtymien suuruuden vaikutus
- betonin ja maan välisen kontaktin vaikutus
- muiden rakenteiden vaikutus

2. Jäätyneen ja sulan maan maamekaaniset ominaisuudet

Nykyisen mitoitusohjeen mukainen 0,2 % siirtymäraja täyden passiivipaineen kehittymiseksi osoittautui jonkin verran liian pieneksi. Toisaalta myös mitoituksessa käytettävä Rankinen passiivipaine on ilmeisesti suurilla siirtymillä liian pieni.

Kirjallisuudesta löytyi vain niukasti tietoa vinon siltapäädyn käyttäytymisestä ja mitoituksesta sekä jäätyneen maan ominaisuuksista. Näiden selvittämistä esitetään jatkettavaksi tutkimuksessa, jossa käytetään hyväksi kolmiulotteista elementtimallinnusta ja todellisen siltakohteen instrumentointia.

ESIPUHE

Tämän kirjallisuusselvityksen on tehnyt Matti Manelius ja Panu Tolla Tieliikelaitoksesta alikonsulttinaan Pauli Kolisoja Tampereen teknillisestä korkeakoulusta. Tarkoituksena oli selvittää löytyykö maailmalta valmiita laskentamalleja ja käytäntöjä maata vasten liikkuvan sillan mitoittamiseksi samoin jäätyneen maan mallintamiseksi.

Työtä on ohjannut asiantuntijaryhmä johon on kuulunut Pentti Salo, Hannu Utti ja Matti Piispanen Tiehallinnosta.

Helsinki toukokuu 2003

Tiehallinto
Siltatekninen tuki

Sisältö

1	TAUSTA	9
2	NYKYINEN MITOITUSKÄYTÄNTÖ	10
2.1	Suomi	10
2.2	Ruotsi	12
2.3	Saksa	12
2.4	PrEN 1997-1:2001	13
2.5	USA	14
2.6	Englanti	15
3	TEHTYJÄ TUTKIMUKSIA	16
3.1	Broms, B.B. ja Ingleson, I: Maanpaine kehäsillan maatukia vasten /5/	16
3.2	Broms, B ja Ingleson, I: Maanpaine sillan maatukea vasten /6/	21
3.3	Sandford, T.C ja Elgaaly, M: Vinouden vaikutus maatuen maanpaineisiin /44/	25
3.4	Ng, C.W.W, Springman, S.M. ja Norrish, A.R.M: Sentrifugimallikokeita anturaperustuksesta /38/	31
3.5	Card, G.B. ja Carder, D.R.: Kirjallisuustutkimus liikuntasaumattomien siltatukien geoteknisestä mitoituksista /10/	33
3.6	Husain, I ja Bagnariol, D: Liikuntasaumattomien siltojen mitoitus ja käyttäytyminen Ontariossa /30/	34
3.7	Faraji, S ja Ting, J.M: Liikuntasaumattoman sillan FEM-analyysi /23/	35
3.8	Thomson, T.A, jr ja Lutenecker, A.J: Passiivipainekokeita sillan maatuella /51/	37
3.9	Fang, Y-S, Chen, T-J ja Wu, B-F: Passiivipaine eri seinän siirtymätavoilla /21/	39
3.10	Muir-Wood, D, M ja Nash, D: Maanpaineet liikuntasaumattoman sillan maatukia vasten, numeerinen tarkastelu /37/	43
3.11	Lawver, A, French, C ja Schield, C.K: Liikuntasaumattoman sillan seurantamittaukset /35/	45
3.12	Burke M.P. Liikuntasaumattomien siltojen liikkeet ja voimat /8/	47
4	SULAN JA JÄÄTYNEEN MAAN MEKAANISET OMINAISUUDET	49
4.1	Karkearakeisen maamateriaalin moduuli	49
4.2	Alustaluku	53
4.3	Pengermateriaalin ja tien rakennekerrosten materiaalin moduuli jäätäneenä	57
4.4	Siirtymälaatan ja pengertäytön välinen kitka	63
5	JOHTOPÄÄTÖKSET	65
6	JATKOTUTKIMUSTARPEITA	69
7	KIRJALLISUUS	71

1 TAUSTA

Liikuntasaumattoman sillan kansi ja maatuet muodostavat yhtenäisen rakenteen joka liittyy kiinteästi tulopenkereisiin ja tien päällyste jatkuu saumattomasti tieltä sillan yli. Tällainen silta voi olla lyhytjanteinen kehäsilta tai moniaukkoinen jopa 200 m pitkä anturoille tai paaluille perustettu silta.

Siltatyypillä saavutettavia etuja ovat mm:

- Paljon kunnossapitoa vaativat liikuntasaumat ja laakerit jäävät pois
- Yksinkertaisempi rakentaa
- Myöhempi leventäminen helpompaa
- Perustukset voidaan mitoittaa lähes pelkille pystykuormille
- Parempi ajomukavuus

Vaikka liikuntasaumattomia siltoja on rakennettu maailmassa 1930-luvulta lähtien, ei sillan toimintaa vieläkään tunneta tarpeeksi. Koska sillan kansi ja maatuet ovat yhtä rakennetta, siirtyy kannen lämpöliike maatukiin aiheuttaen toistuvia muutoksia maanpaineeseen ja muodonmuutoksia taustan täyttöön. Lisääntynyt maanpaine on myös lisäkuorma siltarakenteelle.

Seuraavassa on pyritty kartoittamaan kirjallisuudesta tämän hetken käytäntöjä eri maissa ja referoitu muutamia kirjoituksia aiheen tutkimuksista. Tärkeitä selvitettäviä kysymyksiä ovat mm:

- Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
- Passiivisen maanpaineen jakautuminen
- Vinon sillan maatuen maanpaine
- Jäätyneen penkereen toiminta
- Siipimuurien ja siirtymälaatan vaikutus

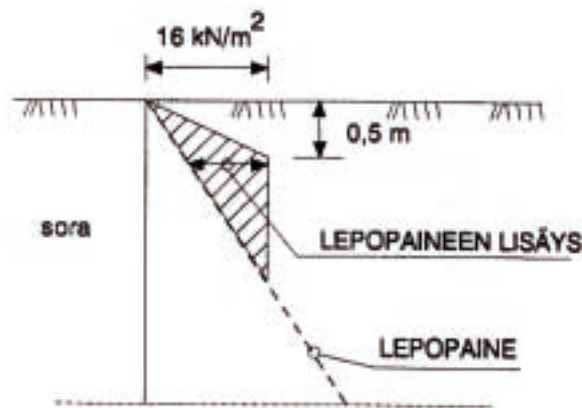
2 NYKYINEN MITOITUSKÄYTÄNTÖ

2.1 Suomi

Perinteisen liikuntasauomoilla varustetun sillan maatuki mitoitetaan lepopaineelle, tiivistys huomioiden kuvan 2.1-1 mukaan. Lepopaine kerroin $K_0 = 1 - \sin \phi$, missä ϕ on pengertäytteen kitkakulma. Pengertäytteen kitkakulmana käytetään tavallisesti 38° ja tilavuuspainona 21 kN/m^3 .

Liikuntasaumattomilla silloilla, kun silta siirtyy penkereeseen päin, otetaan passiivipaine huomioon kuormana RIL 121-Pohjarakennusohjeet mukaan. Ohjeen mukaan passiivipaine on täysin kehittynyt tiiviillä hiekalla kun seinän siirtymä on 0,2% seinän korkeudesta ja löyhällä hiekalla, kun siirtymä on 0,6% seinän korkeudesta. Vastaava siirtymä oli aikaisemman 1980-luvun ohjeen mukaan 2%.

Kun passiivipainetta käytetään hyväksi rakenteen tukemiseen, oletetaan täyden passiivipaineen kehittymiseen tarvittavaksi liikkeeksi 1% seinän korkeudesta.



Kuva 2.1-1. Lepopaine sillan maatuen takana.

Silloissa, joissa päällysrakenteen pää liikkuu penkereessä noudatetaan seuraavia täydentäviä ohjeita:

- Silta tulee mitoittaa kestävänsä päällysrakenteen 30° C lämpötilanmuutoksesta aiheutuvat sillan ja penkereen vuorovaikutuksesta syntyvät voimat. Penkereen vaakasuuntaisia kimmo-omaisuuksia ja passiivisen maanpaineen kehittymistä arvioidaan ”Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa” ohjeen kohdan 13.1 mukaan. Maanpaineen voidaan otaksua seinän ja maan välisestä kitkasta johtuen vaikuttavan pääty pintaa vasten vinossa kulmassa seuraavasti:

Sillan vinous $< 20^\circ$: maanpaineen resultantin suunta poikkeaa sillan keskilinjan suuntaan pääty pintaa vastaan kohtisuorasta suunnasta puolet sillan vinouskulmasta.

Sillan vinous $\geq 20^\circ$: maanpaineen resultantin suunta poikkeaa sillan keskilinan suuntaan pääty pintaa vastaan kohtisuorasta suunnasta 10° (n. 1/4 maan kitkakulmasta).

- Osa päällysrakenteeseen vaikuttavista vaakavoimista voidaan viedä sillan pään kautta penkereeseen. Tällöin passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittavaksi liikkeeksi oletetaan 1 % päätyseinän korkeudesta ja tutkitaan seuraavat vaihtoehtoiset otaksumat:

1. Pää on kiinni penkereessä ja toimii heti vaakavoimia välittävänä rakenteena.

2. Pään ja penkereen välissä on rako, jonka suuruudeksi oletetaan pään vaakasiirtymä 20° C suuruisesta lämpökutistumasta. Pää alkaa toimia vaakavoimia välittävänä rakenteena vasta, kun vaakavoima on aiheuttanut päällysrakenteeseen tätä rakoa vastaavan siirtymän. Vaakavoima välittyy aluksi alusrakenteelle ja vasta raon umpeuduttua päällysrakenteen pään kautta penkereeseen.

- Päällysrakenteen päädyn rakenteet ja kiinnitys päällysrakenteeseen on mitoitettava passiivipaineelle käyttäen murtotilassa passiivipaineelle osavarmuuseroita 1,20.
- Vinopäisissä silloissa päällysrakenteen päihin syntyvä maanpaine aiheuttaa siltaan päällysrakennetta pysty akselin suhteen kiertävän momentin, joka tulee ottaa huomioon mitoituksessa. Maan sekä siirtymälaatan ja siipimuurien välisiä reaktiovoimia ei oteta huomioon näissä tarkasteluissa. Murtotilatarkasteluissa maanpaineen osavarmuuskertoimenä käytetään arvoa 1,2.

Laakeripalkkiin kohdistuvan maanpaineen laskemisessa ei siirtymälaatatalla ole merkitystä.

Silloissa, joissa sillan päällysrakenteen pää liikkuu penkereessä, saa liikepituus liikuntakeskiöstä penkereeseen olla ajoneuvoliikenteen sillassa enintään 35 m ja kevyen liikenteen sillassa enintään 45 m.

Penkereessä liikkuvan sillan päällysrakenteen pään vinous saa olla enintään 30° .

2.2 Ruotsi

Ruotsin siltanormien BRO 94 /60/ mukaan penkereessä liikkuvan sillan maataukea vasten lasketaan maanpaine seuraavasti:

$$\begin{aligned}
 P &= c_1 P_o && \text{jos } d = 0 \\
 P &= c_1 (P_o + d * 0,005 * H (P_p - P_o)) && \text{jos } 0 < d < 0,005 * H \\
 P &= c_1 P_p && \text{jos } d > 0,005 * H
 \end{aligned}$$

C_1 1 pitkäaikaiselle kuten lämpötilanmuutoksesta johtuvalle kuormalle

C_1 0,5 lyhytaikaiselle kuten jarrukuormalle

P_o lepopaine

P_p passiivipaine

H tuen korkeus

d tuen vaakasuora siirtymä

Maanpaineekertoimessa ei oteta seinäkitkaa huomioon.

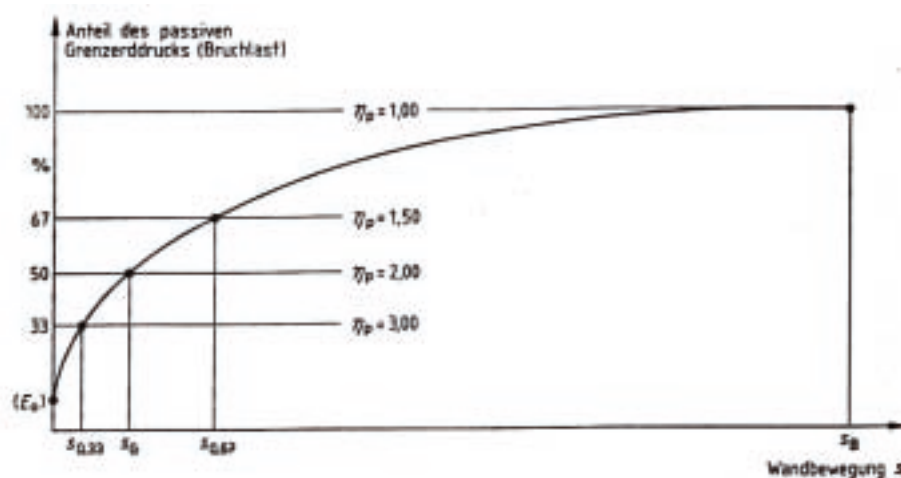
2.3 Saksa

Saksan DIN 4085 normin mukaan passiivipaineen kehittymiseksi tarvittavat seinän siirtymät ovat taulukon 2.3-1 mukaiset murto- ja käyttötilassa. Murto-tilaa pienemmät siirtymät saadaan määritettyä kuvasta 2.3-1.

Passiivipaineen laskemisessa voidaan ottaa seinäkitka huomioon.

Taulukko 2.3-1. Seinän siirtymä s prosentteina seinän korkeudesta h

Siirtymän laatu	Tila	Tiiviys	
		Tiivis	Löyhä
Alapään ympäri	Murtotila sB	5 – 10%	10 – 30%
	Käyttötila sG	2,5%	4%
Yhdens. siirtymä	Murtotila sB	3 – 5%	7 – 12%
	Käyttötila sG	0,5%	0,5%
Yläpään ympäri	Murtotila sB	3 – 5%	7 – 15%
	Käyttötila sG	0,5%	1%



Kuva 2-3-1. Seinän siirtymän ja passiivipaineen riippuvuus.

2.4 PrEN 1997-1:2001

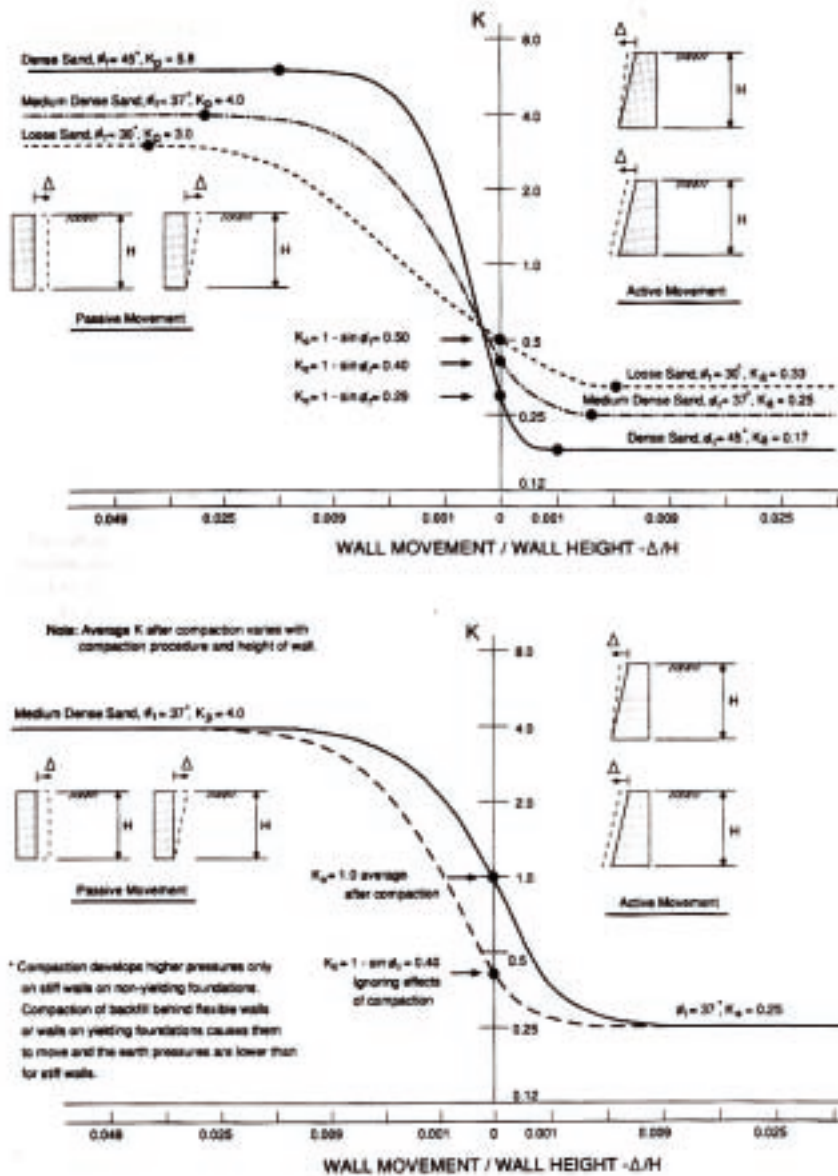
EN-työryhmä on esittänyt taulukon 2.4-1 mukaisia siirtymiä passiivipaineen kehittymiseksi. Siirtymät on esitetty täydelle passiivipaineelle ja puolelle paineelle DIN-normin tapaan. Esitykseen sisältyy myös DIN-normin kuvan 33 paine-siirtymä-riippuvuus.

Taulukko 2.4-1. Passiivipaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä EN-ehdotuksen mukaan.

Siirtymän laatu	Tila	Tiiviys	
		Tiivis	Löyhä
Alapään ympäri	Passiivipaine	5 – 10%	7 – 25%
	Passiivipaine/2	1,1-2%	1,5-4%
Yhdens. siirtymä	Passiivipaine	3 – 6%	5 – 10%
	Passiivipaine/2	0,5-1%	0.9-1,5%
Yläpään ympäri	Passiivipaine	5 – 6%	6 – 15%
	Passiivipaine/2	0,5-1,3%	1-1,5%

2.5 USA

Kuvassa 2.5-1 on National Cooperative Highway Research Program raportin 343 (1991) /59/ mukainen maanpaineen ja siirtymän riippuvuus. Alemmassa kuvassa riippuvuus tiivistetyllä täytöllä. Kuvan passiivipainekerroin on Ranskinen teorian mukainen eli ilman seinäkitkaa.



Kuva 2.5-1. Passiivipaineen ja siirtymän välinen riippuvuus NCHRP:n raportin 343 mukaan

2.6 Englanti

Englannin normeissa BA 42 /28/ esitetään maanpaine liikkuvaa seinää vastaan laskettavaksi seuraavasti:

Maanpaine kasvaa lineaarisesti maanpaine kertoimena K^* seinän puoliväliin asti ja on sen jälkeen tasainen $\gamma K^* h/2$ seinän alimmalle puolikkaalle. K^* on suurempi seuraavista arvoista:

$$K^* = (d/0,05H)^{0,4} K_p$$

$$K^* = K_p/3$$

K_p :n laskemisessa voidaan ottaa seinäkitka huomioon.

Liikuntasaumattoman sillan suurin pituus on Englannissa rajoitettu 60 metriin.

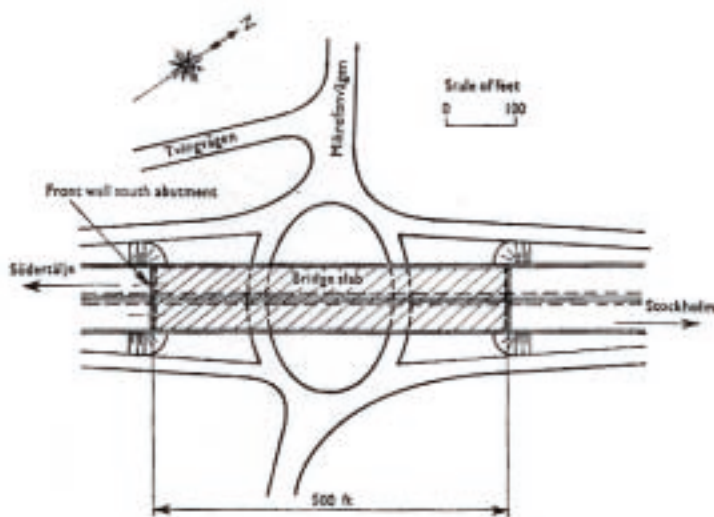
3 TEHTYJÄ TUTKIMUKSIA

3.1 Broms, B.B. ja Ingleson, I: Maanpaine kehäsillan maatukia vasten /5/

Tutkimuksessa selvitettiin sillan päätytuen maanpaineita ja liikkeitä tiivistämisen aikana ja sillan valmistumisen jälkeen.

Silta oli 500 jalkaa (152,5 m) pitkä betoninen kehäsilta Tukholma-Södertälje tiellä E4.

Päätytuet oli perustettu kallionvaraisille pilareille, joten perustamistason pysty- ja vaakasiirtymät kannen lämpöliikkeiden vaikutuksesta olivat pienet. Suuren lämpöliikkeen takia päätyseinät oli mitoitettu kestäämään Rankinen passiivipaine. Sillan lämpötilan nousu 50 °F (28 °C) aiheuttaa 1,2" (30 mm) pitenemän siltaan. Tästä aiheutuva kiertymä on 0,005 rad, minkä on usein katsottu riittävän passiivipaineen kehittymiseen löyhällä täytöllä.

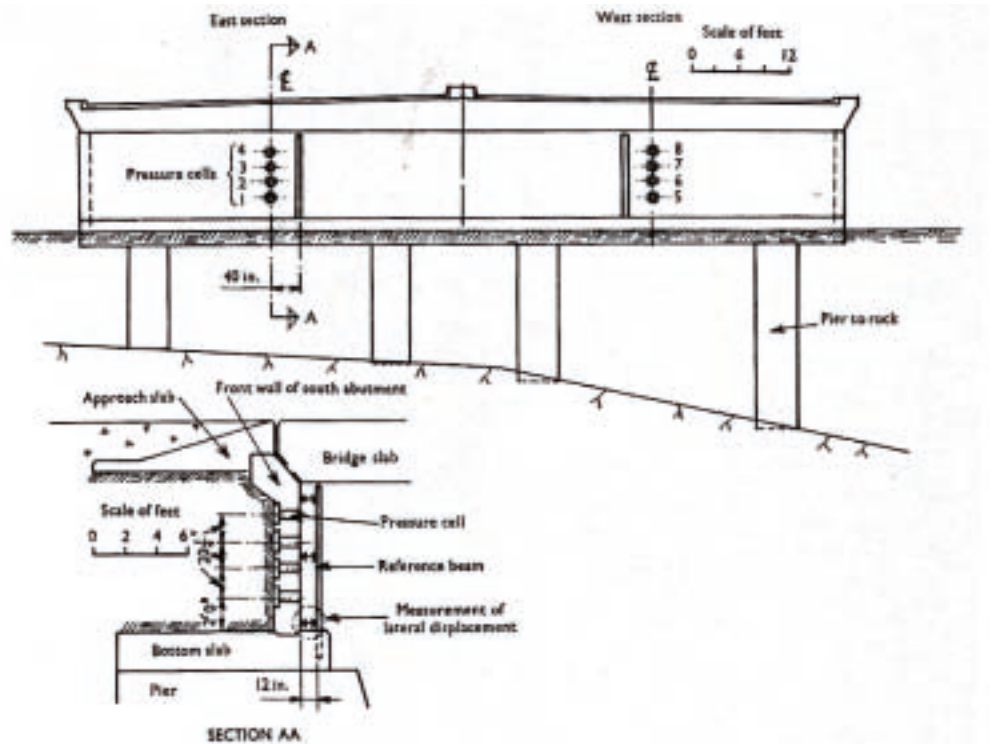


Kuva 3.1-1 Siltapaikan sijainti

Taustatäyttö oli keskikarkeaa tai karkeaa hiekkaa joka tiivistettiin 0,52 m kerroksina, 10 ylityskertaa 3,8 tonnin täryjyrällä. Kumpikin pääty täytettiin samanaikaisesti. Täyttömateriaalin kitkakulma oli 33° ja tilavuuspaino 104 lb/ft³ (16,6 kN/m³) ja vesipitoisuus 5,4 %. Keskimääräinen tiiviysaste oli 96 %.

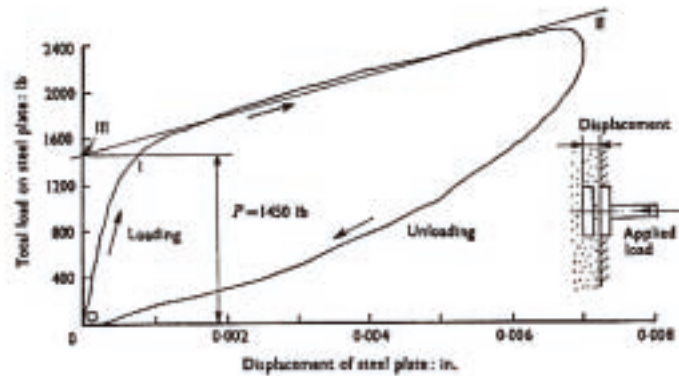
Maanpaineet mitattiin kahdeksasta pisteestä eteläisellä maatuella.

Läpimitaltaan 15,75" (0,4 m) olevat maanpainesellit oli sijoitettupäätyseinän syvennyksiin.



Kuva 3.1-2. Maanpainesellien sijainti

Maanpaineet määritettiin voima-siirtymäkuvaajasta suoran osan jatkeen ja y-akselin leikkauspisteestä (kuva 3).



Kuva 3.1-3. Maanpainesellin voima-siirtymä-kuvaaja

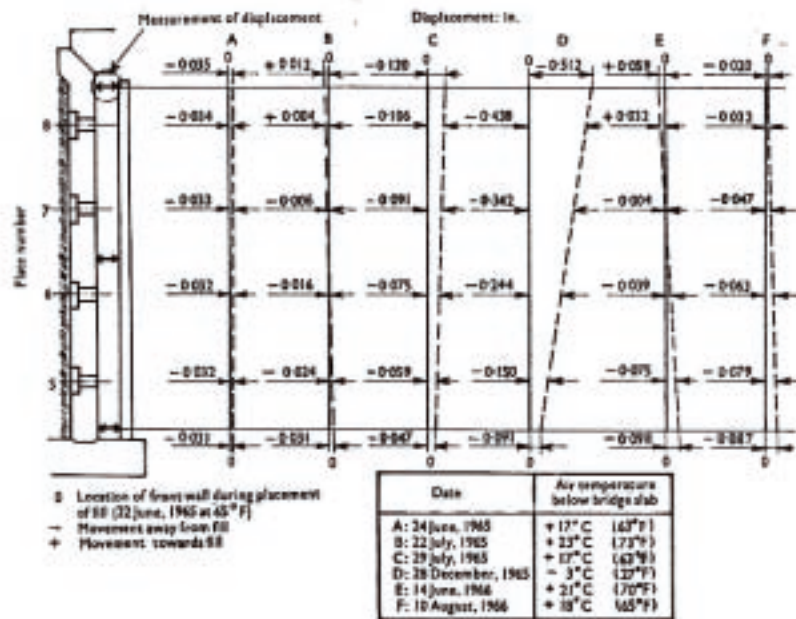
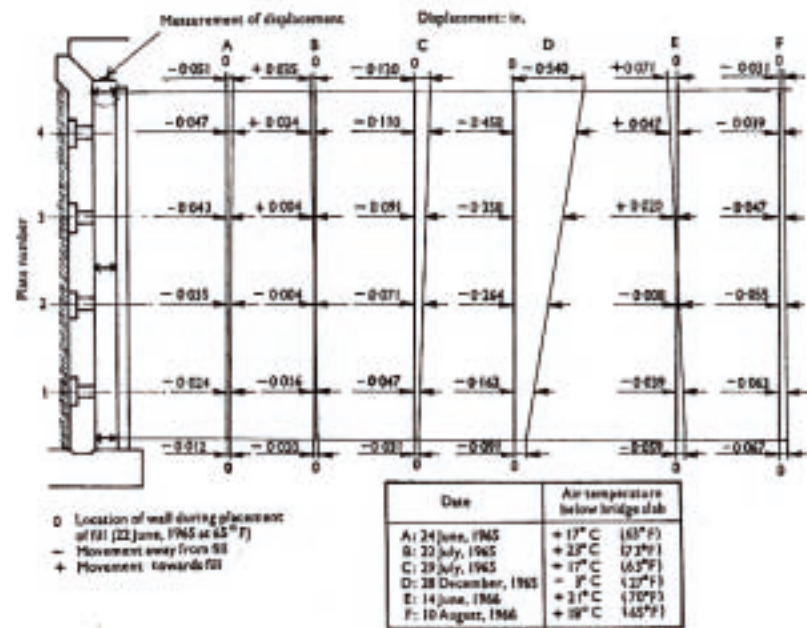
Maanpaineet ja siirtymät mitattiin penkereiden rakentamisen jälkeen (A), kaksi kertaa kesällä 1965 (B ja C), kerran talvella 1965-66 (D) ja kaksi kertaa kesällä 1966 (E ja F), jolloin silta valmistui.

Kuvassa 3.1-4 on esitetty maatuen siirtymät ja kuvissa 3.1-5 ja 3.1-6 maanpaine ja maanpaine kerroin mittaajankohdina. Täyttömateriaalin kittakulma $\phi = 33^\circ$ joten Rankinen aktiivipaine kerroin $K_a = 0,296$ ja passiivipaine kerroin $K_p = 3,38$.

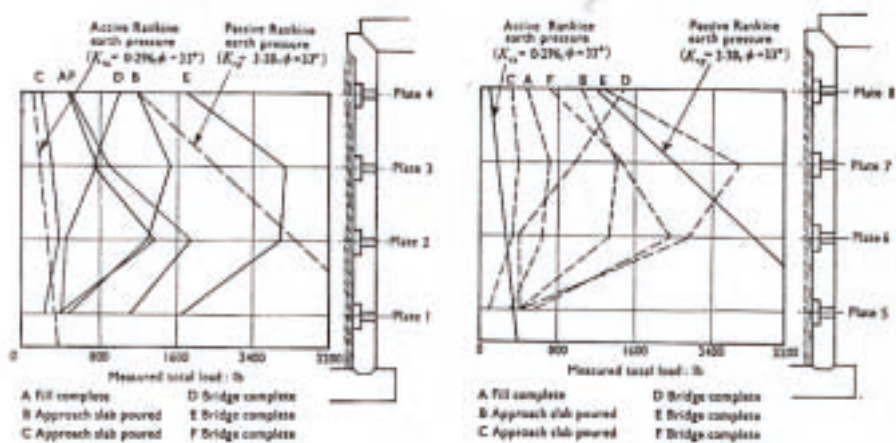
Pienin maanpaine mitattiin heinäkuussa 1965 (C). Tällöin maatuen yläreuna oli siirtynyt 0,12 ... 0,13 " penkereestä poispäin, eli $d/H = 0,001$. Maanpaine ylimmissä selleissä oli vähän Rankinen aktiivipainetta suurempi. Tulos vastaa Sowers & Sowersin (1961) esittämiä siirtymäarvoja: tiivis täyttö $d/H = 0,0005$ ja löyhä $d/H = 0,002$

Suurin maanpaine mitattiin kesäkuussa 1966 (E), jolloin tuki oli siirtynyt alkuperäisestä asemastaan 0,06 ... 0,07" penkereeseen päin, siirtymä oli $d/H = 0,0013$... 0,0017. Maanpaine ylitti tuen yläosissa Rankinen passiivipaineen ja oli suurin tuen keskiosilla. Sowers & Sowersin mukaan passiivipaineen kehittymiseksi tarvitaan tiiviillä täytöllä siirtymä $d/H = 0,002$ ja löyhällä $d/H = 0,006$. Tämän tutkimuksen mukaan Rankinen passiivipaine voi kehittyä huomattavasti Sowers & Sowersin esittämiä pienemmillä siirtymillä.

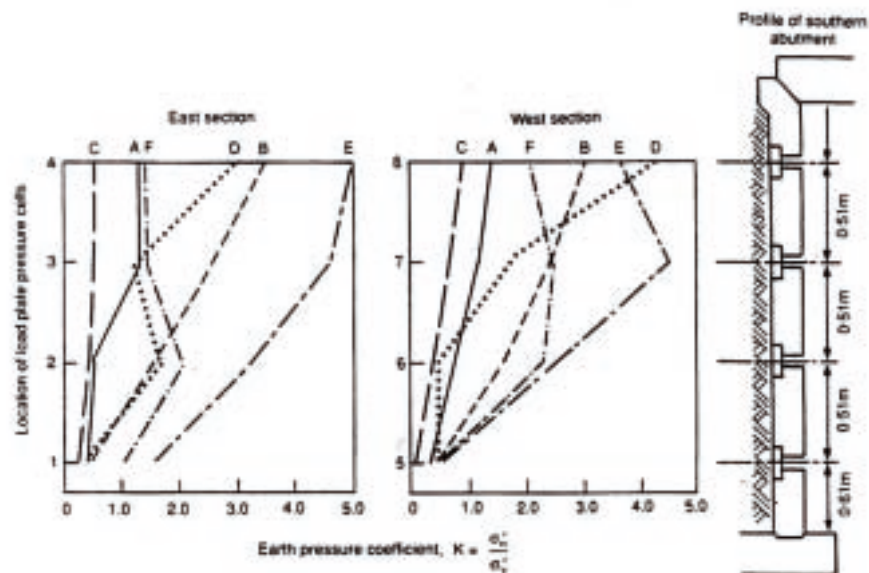
Suurin siirtymä 0,51 .. 0,54" mitattiin talvella 1965-66 (D). Näin suuri siirtymä riittää kompensoimaan maan jäätymisestä johtuvan laajenemisen, mikä pienemmillä siirtymillä voi johtaa suuriin maanpaineisiin.



Kuva 3.1-4. Maatukien siirtymät. Yläkuva itäinen, alakuva läntinen maatuki.



Kuva 3.1-5. Maanpainet itäisellä (vas.) ja läntisellä (oik.) maatuella



	Operation	Date	Air temperature below bridge slab (°C)
— A	Filling complete	24 June 1965	17
- - - B	1st Approach slab cast	22 July 1965	23
— C	2nd Approach slab cast	29 July 1965	17
+ + + + + D	Bridge complete	28 December 1965	-3
— E	Bridge complete	14 June 1966	21
- - - F	Bridge complete	10 August 1966	18

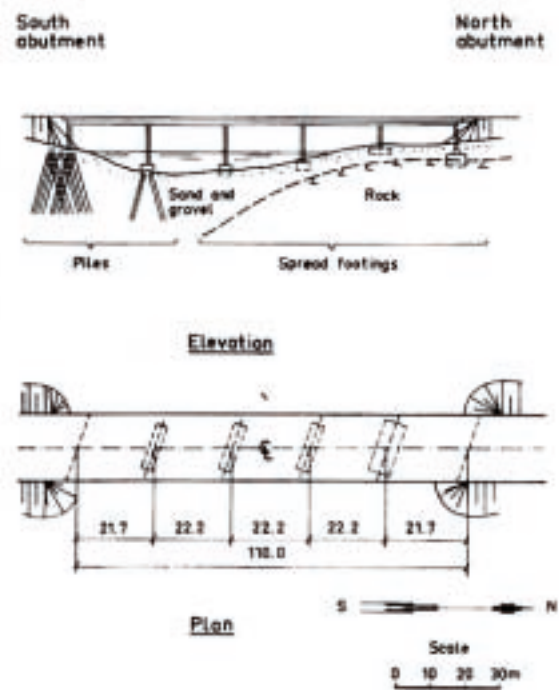
Kuva 3.1-6. Maanpainekertoimen vaihtelu.

3.2 Broms, B ja Ingleson, I: Maanpaine sillan maatuokea vasten /6/

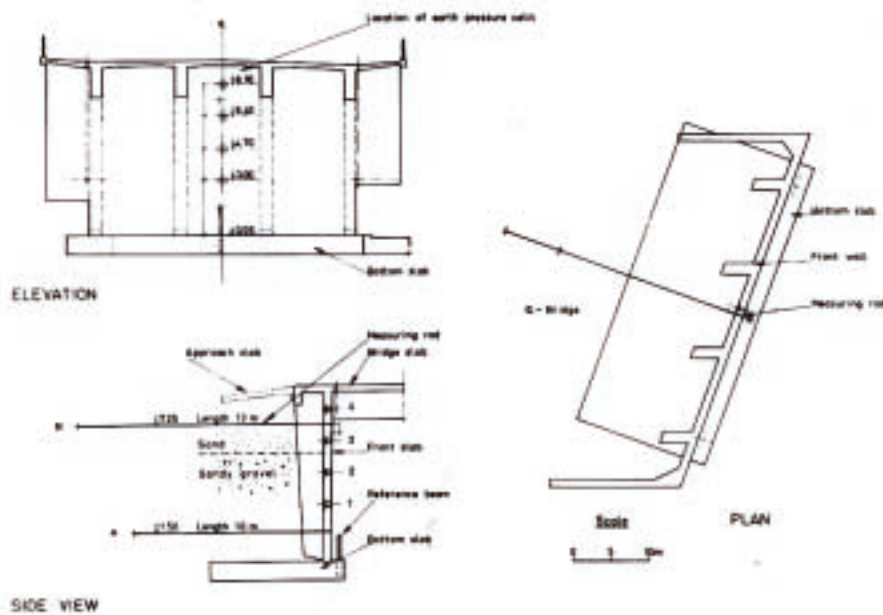
Vuosina 1968 – 1970 tehtiin maanpaine- ja siirtymämittauksia Moälven sil-
tapaikalla (kuva 3.2-1) Ruotsissa sillan rakentamisen aikana ja valmistumi-
sen jälkeen.

Taustan täyttö oli hiekkaista soraa täytön alaosassa ja yläosassa hiekkaa.

Maanpaineet mitattiin eteläisellä maatuella tuen keskilinjalle asennetuilla
neljällä maanpaineselillä ja siirtymät kahteen tasoon asennetuilla mittatan-
goilla (kuva 3.2-2).



Kuva 3.2-1. Moälven silta



Kuva 3.2-2. Maanpainesellien mittatankojen sijoitus

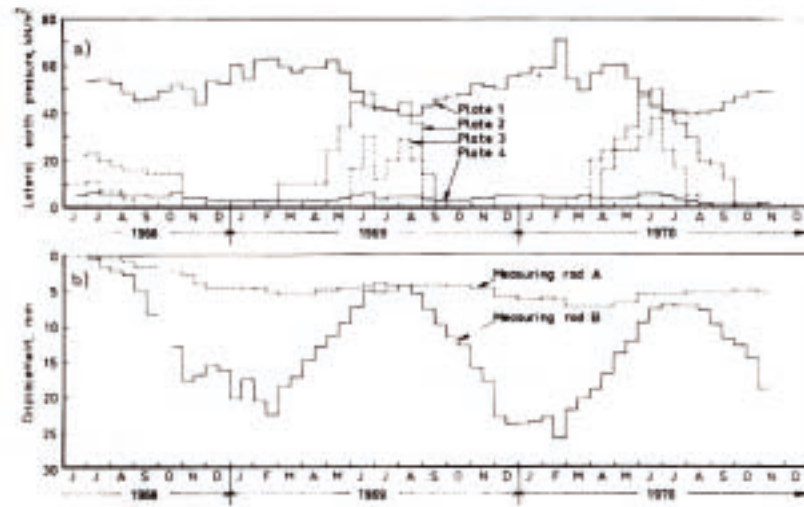
Kuvissa 3.2-3 ja 3.2-4 on esitetty maanpaine- ja siirtymämittausten tuloksia. Maanpaineet vaihtelivat eri vuoden aikoina huomattavasti. Maanpaine oli suurin kesällä kun silta oli laajentunut ja pienin talvella lukuun ottamatta alimmaista selliä 1. Suurimmat vaihtelut olivat sellin 2 tasolla ja pienimmät sellin 1 tasolla.

Mittaustangon A tulokset osoittavat, että pohjalaatta oli kesäkuusta marraskuuhun 1968 siirtynyt 5 mm aukkoon päin. Tämän jälkeen siirtymä oli vähäistä. Mittaukset osoittavat edelleen, että siirtymät lisääntyivät 1969 ja 1970 välillä luultavasti kannen viruman johdosta.

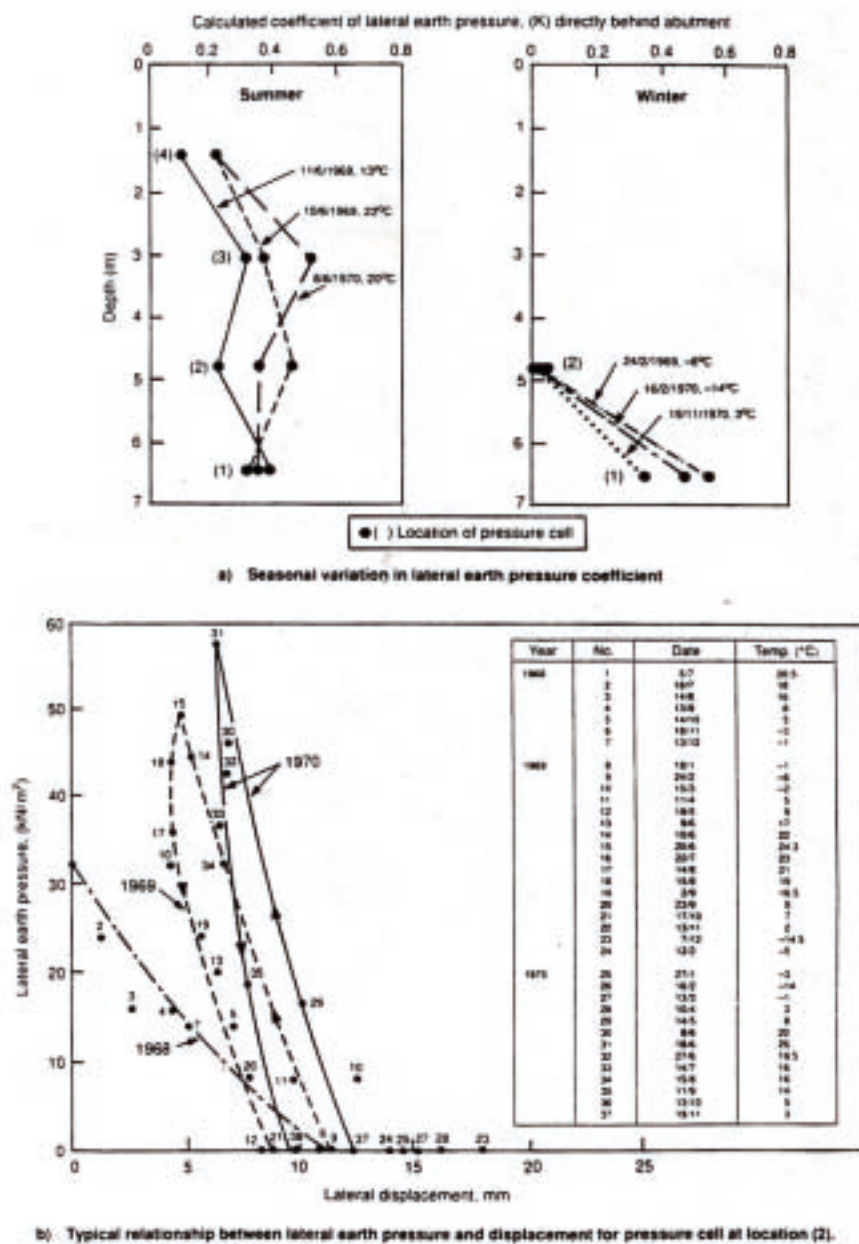
Talvella maanpaine laski nollaan 5 m syvyyteen asti ja toisaalta alimman sellin 1 korkeimmat paineet mitattiin talvella, kun tuki oli siirtynyt pois päin penkereestä. Nämä korkeat maanpaineet johtuivat todennäköisesti maan jäätyä aiheuttamasta laajenemisesta perustuksen takana.

Maanpaine kerroin oli kesällä suurin piirtein vakio $K \approx 0,4$ ja levyn 1 maanpaine kerroin talvella oli $K \approx 0,5$.

Mittauksissa havaittiin, että talvella maanpaineet pienenevät nopeasti nol laan, kun silta jäähtyi. Kesän maanpaineessa havaittiin kasvamista vuosi vuodelta, mikä johtui todennäköisesti täytön tiivistymisestä kutistuman aikaansaaman raon täytyessä. Mittauksissa havaittiin myös merkittävää päivittäistä vaihtelua niin, että maanpaine oli suurimmillaan klo 8 illalla ja pienimmillään aamulla klo 8. Talvella päivittäisvaihtelu oli kesäistä pienempää.



Kuva 3.2-3. Maanpaineen ja siirtymän vaihtelut.

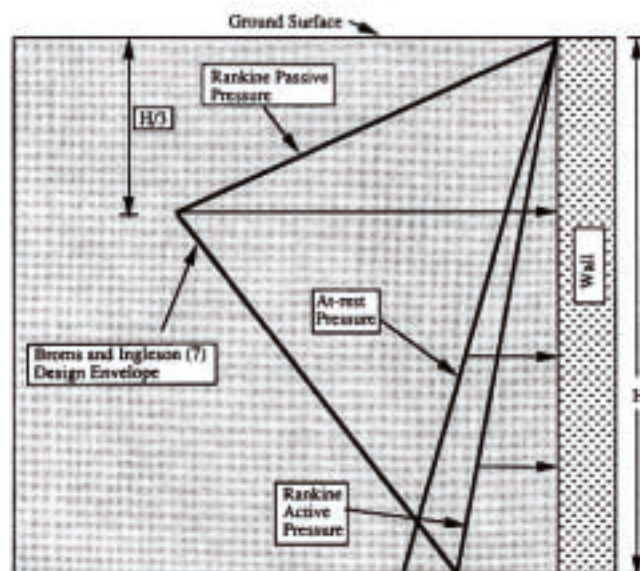


Kuva 3.2-4. Maanpainekertoimen ja maanpaineen vuodenaikaisvaihtelut.

3.3 Sandford, T.C ja Elgaaly, M: Vinouden vaikutus maatuen maanpaineisiin /46/

Yhdysvaltojen käytännön mukaan tavallisilla liikuntasaumoilla varustetulla silloilla anturaperustukset voidaan mitoittaa aktiivipaineelle. Jos anturan liikkeitä rajoittavat siipimuurit, paaluperustus tms. ja maatuki täytyy mitoittaa lepopaineelle. Maanpaine riippuu syvyydestä mutta on sama koko poikkileikkauksessa.

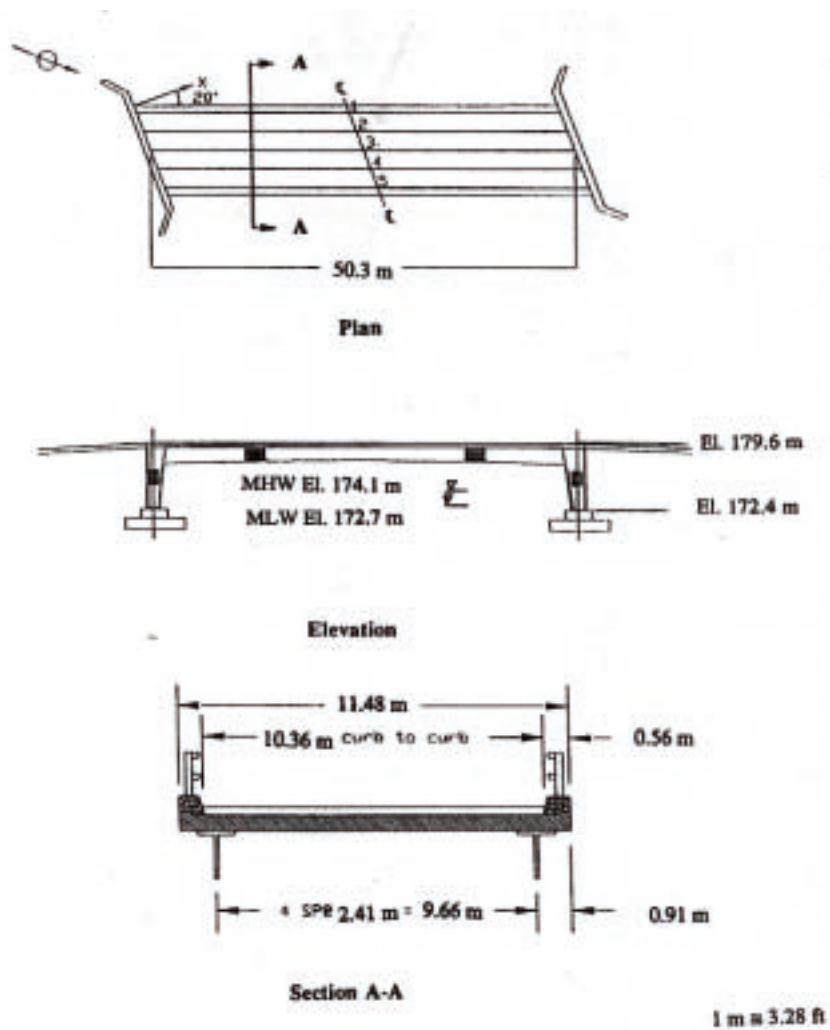
Jos sillan kansi liittyy kiinteästi maatukeen liikkuu maatuki lämpöliikkeiden vaikutuksesta penkereeseen päin ja takaisin. Kenttäkokeisiin perustuen Broms ja Ingleson esittivät mitoituksessa käytettäväksi maanpainetta, jossa ylimpään kolmannekseen tuen korkeudesta vaikuttaa Rankinen passiivipaine ja paine pienenee tästä alareunan aktiivipaineen suuruiseksi (kuva 3.3-1). Paine on tässäkin sama koko poikkileikkauksessa.



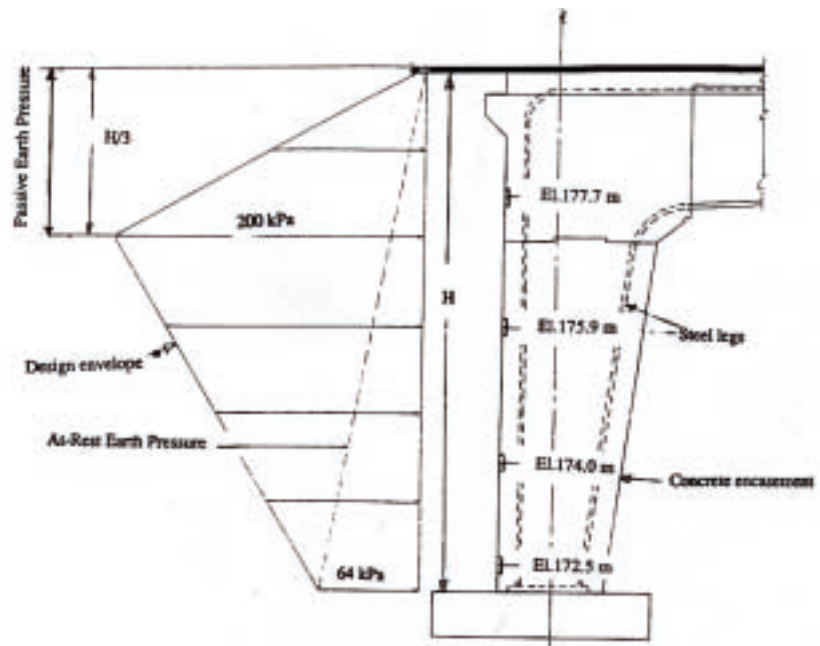
Kuva 3.3-1. Maanpaine maatukien mitoituksessa.

Monissa Yhdysvaltojen osavaltioissa, jotka käyttävät paaluperustuksia ei oteta mitoituksessa huomioon lämpölaajenemista. Greiman et al (1983) mukaan kyselyt osoittavat että useimmat valtiot eivät ota huomioon lämpöliikkeistä johtuvia poikittaisia liikkeitä ja vain muutamat valtiot ottavat huomioon nämä paaluvoimien laskennassa.

Forks Bridge Mainen valtiossa valmistui 1989. Silta on 50,3 m pituinen 11,5 m leveä kehä jonka vinous oli 22 astetta. Maatuet on mitoitettu maanpainelle, jossa ylimmässä kolmanneksessa vaikuttaa passiivipaine ja tästä alaspäin paine pienenee lepopaineeseen alareunassa. Vinoutta ei ollut huomioitu.



Kuva 3.3-2. The Forks Bridge.

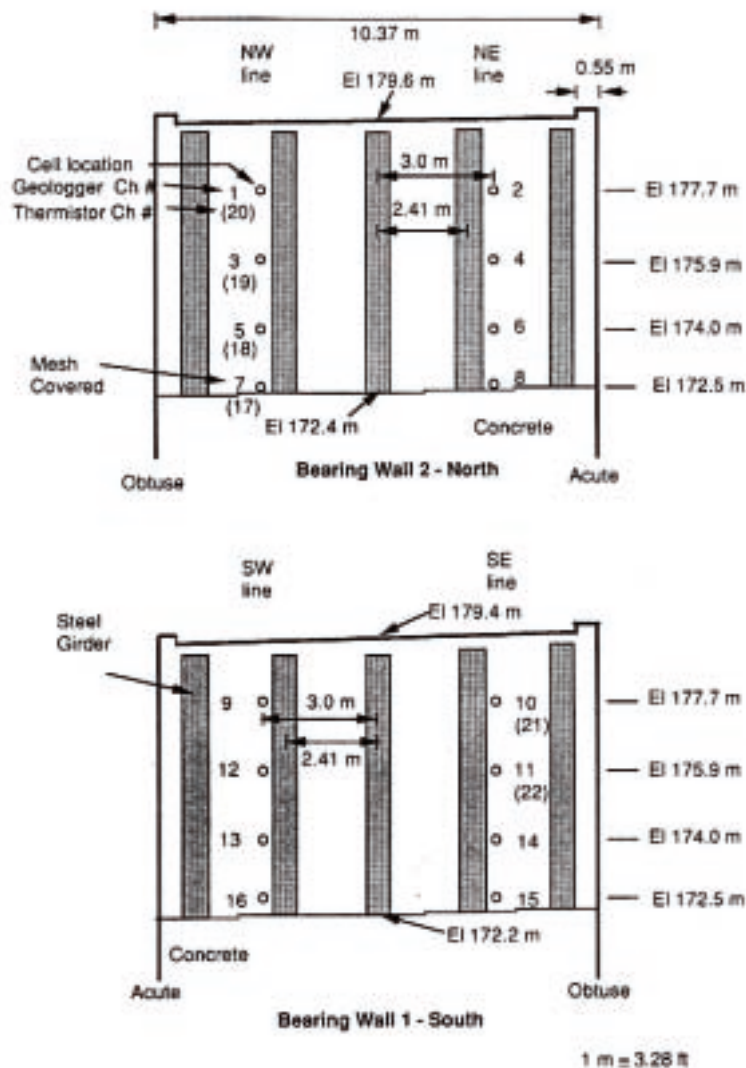


Kuva 3.3-3. The Forks Bridgen mitoitusmaapaine.

Taustan täyttö oli hienoa hiekkaa ja soraa, ϕ 37° ja maksimi kuivatilavuuspaino 19,3 kN/m³.

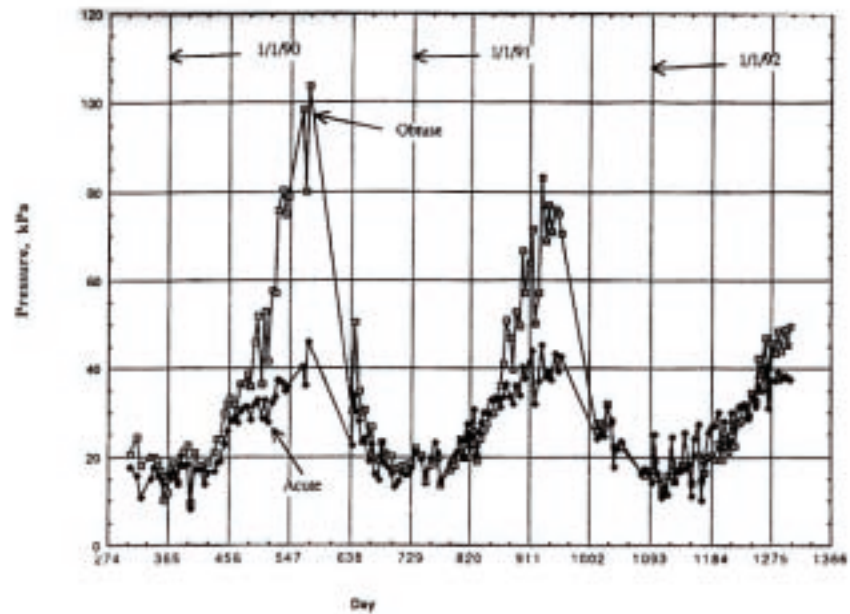
Mittauksissa todettiin, että poikkisuunnassa keskimääräinen maapaine vastasi hyvin em. mitoituksessa käytettyä maapainetta.

Vinouden vaikutuksen selvittämiseksi sellit oli sijoitettu molemmin puolin seinää (kuva 3.3-4). Tasaisen lämpötilamuutoksen otaksuttiin aiheuttavan siltaan tiensuuntaisen laajenemisen tai kutistumisen.

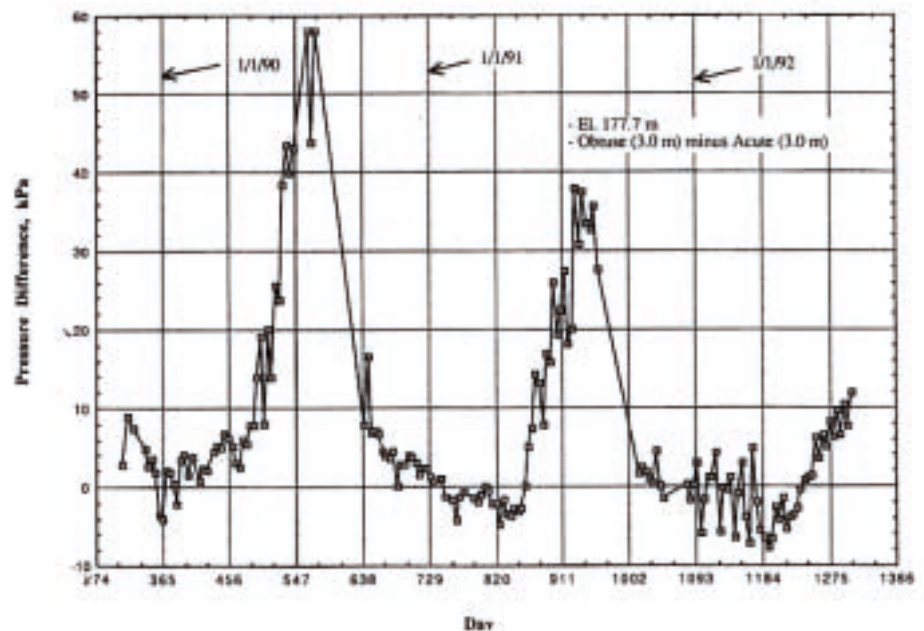


Kuva 3.3-4. Maanpainesellien sijoitus.

Kuvassa 3.3-5 on tason +177,7 kahden tylpän kulman sellin (1 ja 10) ja kahden terävän kulman sellin (2 ja 9) maanpaineiden keskiarvot. Paineet ovat melkein samat marraskuusta helmikuuhun kun silta kutistuu. Paine on lähellä lepopainetta 13,3 kPa ja näyttää joskus saavuttavan aktiivipaineen 8,3 kPa. Tämä on odotettua ja osoittaa että sellit toimivat kunnolla. Joka maaliskuu lämpötilan nousun vaikutuksesta maanpaineet kasvavat, jolloin on selvä ero tylpän ja terävän puolen maanpaineissa. Heinäkuun loppuun mennessä tylpän puolen paineet ovat kasvaneet 4 – 6 kertaisiksi kylmän sään arvoista, kun taas terävän puolen arvot ovat kasvaneet 2 – 3 kertaisiksi.



Kuva 3.3-5. Vinouden vaikutus maanpaineisiin tasolla +177,7.



Kuva 3.3-6. Maanpaine-erot terävän ja tylpän reunan välillä tasolla +177,7

Paine-erot terävän ja tylpän välillä tasolla +177,7 on esitetty kuvassa 3.3-6. Ero vaihtelee vuodenajan mukaan mikä osoittaa, että se ei johdu rakenteen lämpötilaeron aiheuttamasta vääntymisestä. Vinouden vaikutus näyttää pienenevän ajan myötä, eikä ole merkkejä siitä, että tiivistyminen lisäisi vi-nouservoja.

Paine-ero poikkisuunnassa osoittaa että tylpän puolen liike on suurempi eli maatuki kiertyy. Kun ilma lämpenee kansi laajenee ja massiiviset maatuet

Paine-ero poikkisuunnassa osoittaa että tylpän puolen liike on suurempi eli maatuki kiertyy. Kun ilma lämpenee kansi laajenee ja massiiviset maatuotavat liikkeen vastaan. Lämpölaajenemisen aiheuttamat jännitykset ja muodonmuutokset ovat tylpällä puolella suurempia kuin terävällä. Vinousvaikutuksen väheneminen ajan myötä merkitsee, että liikkeet ovat aiheuttaneet enemmän täytteen pysyvää muodonmuutosta tylpällä puolella.

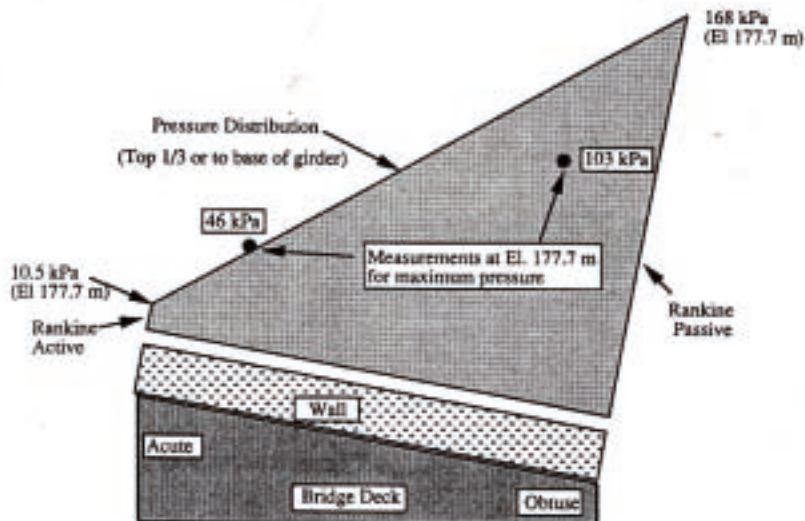
Alemmilla tasoilla havaittiin myös selvää paineen kohoamista laajenemisen aikana, mutta tylpän ja terävän puolen erot eivät olleet samaa luokkaa kuin ylemmällä tasolla.

Mittaukset osoittivat että tällä 50,3 m pitkällä sillalla maanpaineet kannen tasolla ylittivät viisinkertaisesti lepopaineen.

Suosituksia

-Liikuntasaumattomissa silloissa tulee käyttää Broms&Ingleson maanpainejakautumaa tai edellä esitettyä jakautumaa.

-Vinoille silloille tulisi käyttää painejakautumaa jossa on Rankinen passiivipaine tylpällä ja Rankinen aktiivipaine terävällä puolella (kuva 3.3-7).

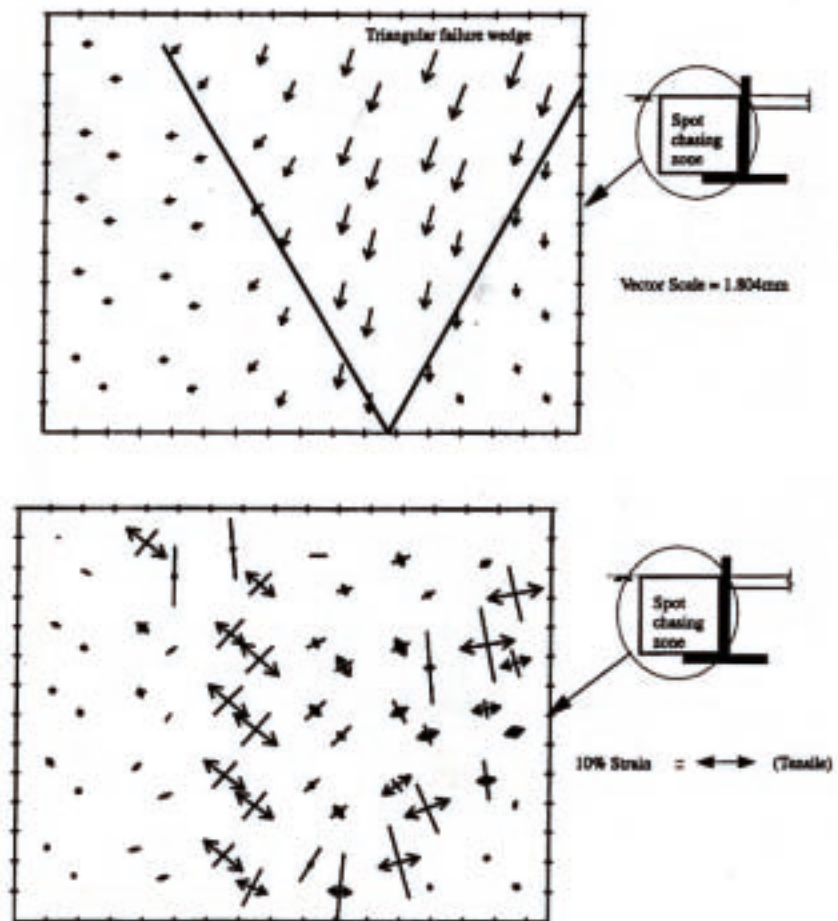


Kuva 3.3-7. Maanpainejakautuma vinojen siltojen mitoituksessa.

3.4 Ng, C.W.W, Springman, S.M. ja Norrish, A.R.M: Sentrifugimallikokeita anturaperustuksesta /39/

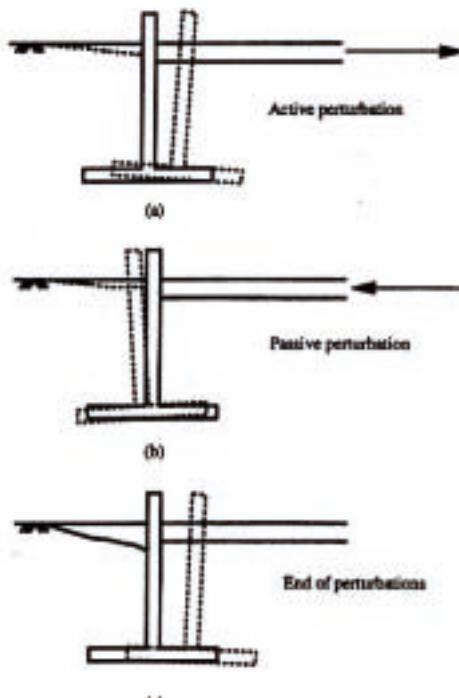
Tutkimuksessa selvitettiin Liikuntasaumattoman sillan betonisen anturaperustuksisen maatuken käyttäytymistä kannen toistuvien liikkeiden vaikutuksesta. Koelaitteisto oli instrumentoitu voimien ja siirtymien mittaamiseksi. Myös täyte oli varustettu ”merkityillä pisteillä”, jotka valokuvattiin kokeen aikana leikkausmuodonmuutosten ja tilavuudenmuutosten kartoittamiseksi. Koe tehtiin tiiviillä ja löyhällä hiekalla.

Kaikissa testeissä havaittiin huomattavaa perustuksen siirtymistä täytöstä poispäin, mistä oli seurauksena taustan painumaa. Maan siirtyminen oli selvempää tiiviillä kuin löyhällä täytöllä. Kuvassa 3.4-1 on esitetty merkityillä pisteillä kartoitetut maarakeiden siirtymät ja pääjännitykset kokeen lopussa. Seinän alaosassa maa siirtyy perustuksen mukana. Molemmissa kuvissa erottuu selvästi plastinen vyöhyke.

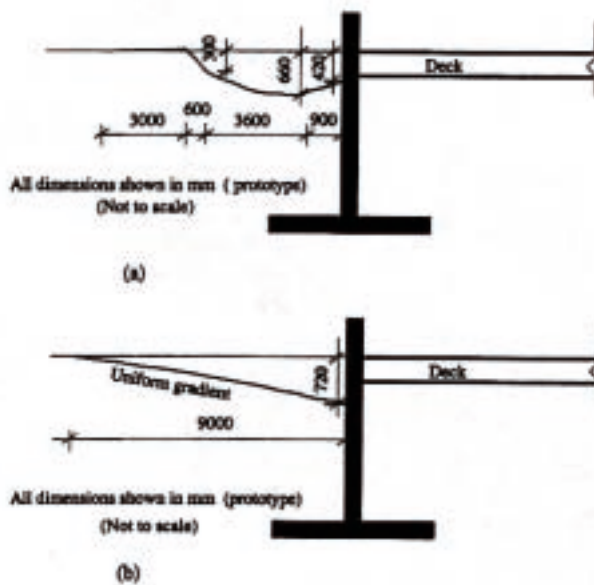


Kuva 3.4-1. Siirtymävektorit (yläkuva) ja muodonmuutokset kokeen lopussa.

Perustuksen liikkumista on havainnollistettu kuvalla 12 ja taustan havaitut painumaprofiilit tiiviillä ja löyhällä täytöllä on esitetty kuvassa 13.



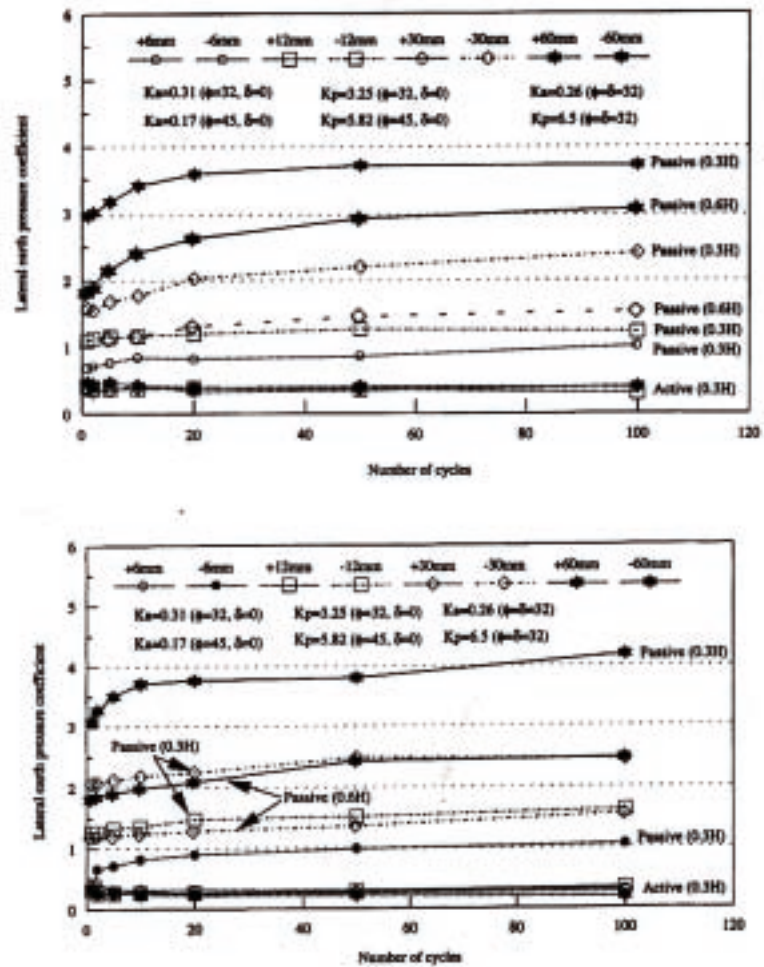
Kuva 3.4-2. Periaatekuva muodonmuutoksista



Kuva 3.4-3. Taustan painuma tiiviillä (yläkuva) ja löyhällä täytöllä.

Merkityillä pisteillä saadut leikkausmuodonmuutokset 100 syklin jälkeen olivat 3 – 20 kertaa suuremmat kuin yhdellä kuormituksella. Tästä seuraa, että Card & Carderin esittämää leikkausmuodonmuutosta $2d/H$ ei voi käyttää mitoituksessa.

Passiivipaineen kehittyminen on esitetty kuvassa 3.4-4.. Kuvasta nähdään, että maanpaine kerroin K kasvoi siirtymän ja syklien lukumäärän lisääntyessä. Kerroin kasvoi ensimmäisen 20 syklin jälkeen hitaammin



ovat välillä 10^{-5} - 10^{-3} on maan käyttäytyminen kimmoplastista ja 10^{-3} suuremmilla muodonmuutoksilla maan ominaisuudet muuttuvat kuormituskertojen lisääntyessä. Leikkausmuodonmuutos lasketaan kaavasta $\gamma = 2d/H$, missä d on seinän yläpään siirtymä ja H seinän korkeus.

Selvityksen tuloksena todetaan, että liikuntasaumattomilla silloilla saavutetaan huomattavia etuja, kun vältetään perinteisten liikuntasaumojen mukanaan tuomia ongelmia.

Julkaistut tutkimustulokset osoittavat, että toistuvat pienehkötkin liikkeet johtavat maanpaineen kasvamiseen suuremmaksi kuin yhden siirtymän jälkeen.

Toistuva lämpöliike voi johtaa myös perustuksen siirtymiseen, jos riittävää estettä liukumiselle ei ole. Tämä koskee erityisesti anturaperustuksia.

Huolimatta epävarmuuksista maan käyttäytymisessä on satoja liikuntasaumattomia siltoja rakennettu Pohjois-Amerikassa viimeisten 20 – 30 vuoden aikana eikä merkittäviä rakenteellisia vaurioita ole havaittu. Amerikassa sillat ovat tavallisesti antura- tai paaluperustuksisia ja Englannissa pääosin kehäsiltoja.

Tutkimuksessa esitetään taulukon 11 mukainen alustava periaate maanpainneiden määrittämiseen käyttörajatilassa.

Taulukko 3.5-1. Alustava maanpainemitoitusperiaate.

$2d/H$	Maan käyttäytyminen	Maanpaine
$<10^{-5}$	Kimmoinen	K_0
$10^{-5} - 10^{-3}$	Kimmoplastinen	$K_0 - K_p$ (väliarvot interpoloidaan)
$>10^{-3}$	Kimmoplastinen	K_p

3.6 Husain, I ja Bagnariol, D: Liikuntasaumattomien siltojen mitoitus ja käyttäytyminen Ontariossa /30/

Ensimmäiset liikuntasaumattomat sillat rakennettiin Ontariossa 1960-luvulla, mutta mitoitusperiaatteita ryhdyttiin kehittämään vasta 1990-luvulla. Vuonna 1993 the Ministry of Transportation of Ontario (MTO) julkaisi raportin, jossa kuvattiin suunnitteluperiaatteet.

Siltapituus on rajoitettu 150 metriin. Vaikka pidempiä siltoja on toteutettu on Ontarion raja asetettu kokemuksen perusteella.

Sillan vinous $<20^\circ$. Vinoudet $20^\circ - 35^\circ$ voidaan sallia tarkan mitoituksen perusteella (kiertymisen, kuormien epätasainen jakautumisen, vaakasiirtymien, paalujen taivutuksen huomioiminen)

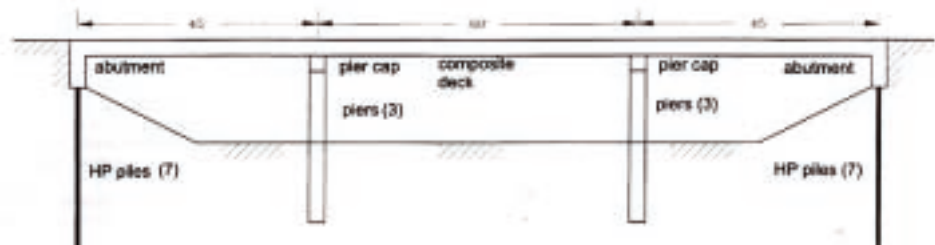
Päätytukien korkeus on rajoitettu 6 metriin ja siipimuurien pituus 7 metriin. Päätytukien tulisi olla saman korkuisia, jotta maanpaineet ja siirtymät olisivat yhtä suuret.

Siipimuurien tulisi olla tien suuntaiset ja niiden koko mahdollisimman pieni, jotta rakenne voi liikkua mahdollisimman vapaasti.

Täytön tulisi olla mahdollisimman hyvin paalujen vaakaliikkeet sallivaa. Tiiviissä maassa käytetään esiporausta ja paalujen ympärystäyttö löyhällä hiekkalla.

3.7 Faraji, S ja Ting, J.M: Liikuntasaumattoman sillan FEM-analyysi /23/

Tutkimuksessa esitellään kuvan 3.6-1 mukaisen teräsbetonikantisen teräspalkkisillan FEM-laskentatuloksia.



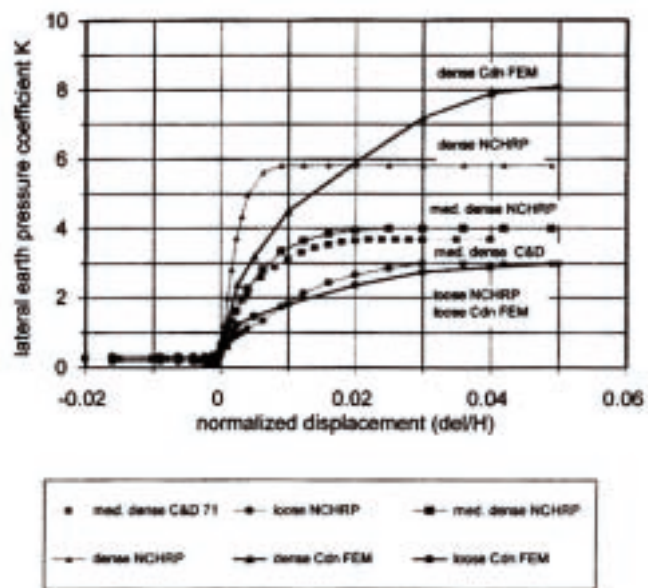
Kuva 3.7-1. Bemis Road Bridge, Mass.

Kuvassa 3.7-2 on esitetty seuraavien käsikirjojen siirtymämaanpaineriippuvuudet:

- Clough & Duncan (1991)
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP):n Manuals of the Design of Bridge Foundations-ohjeen (1991)
- Canadian Foundation Engineering Manualin mukaan.

Pengertäyttö mallinnettiin epälineaarisin jousin käyttäen NCHRP:n siirtymämaanpaineriippuvuutta. Täytön tiiviyyttä vaihdeltiin sekä paalujen ympärillä että maatuen takana.

Tulokset osoittivat, että täytön tiiviys maatuen takana vaikutti merkittävästi rakenteen käyttäytymiseen ja kannen voimasuureisiin.

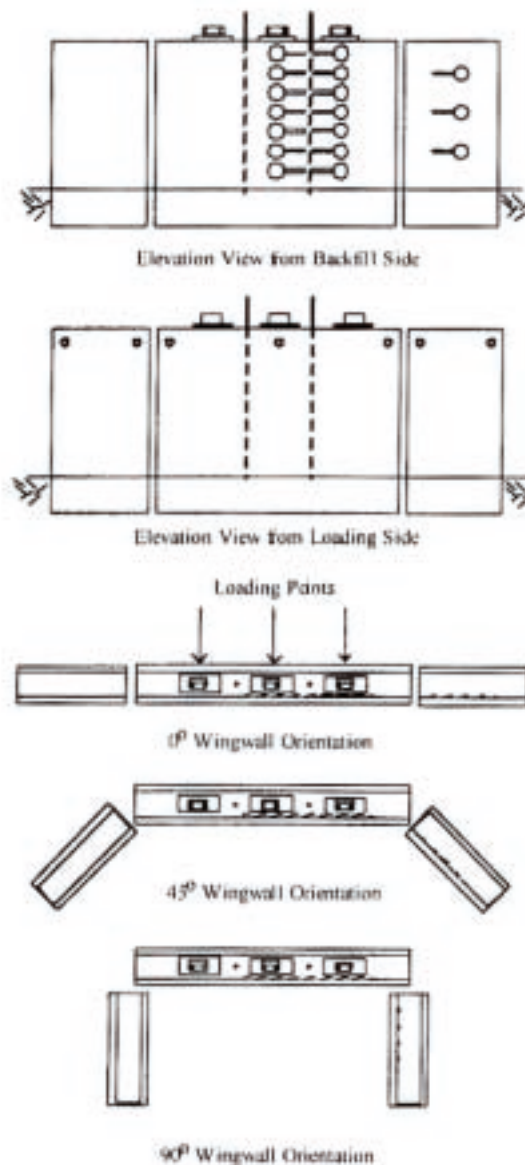


Kuva 3.7-2. Maanpaine-siirtymäriippuvuuksia eräiden ohjeiden mukaan.

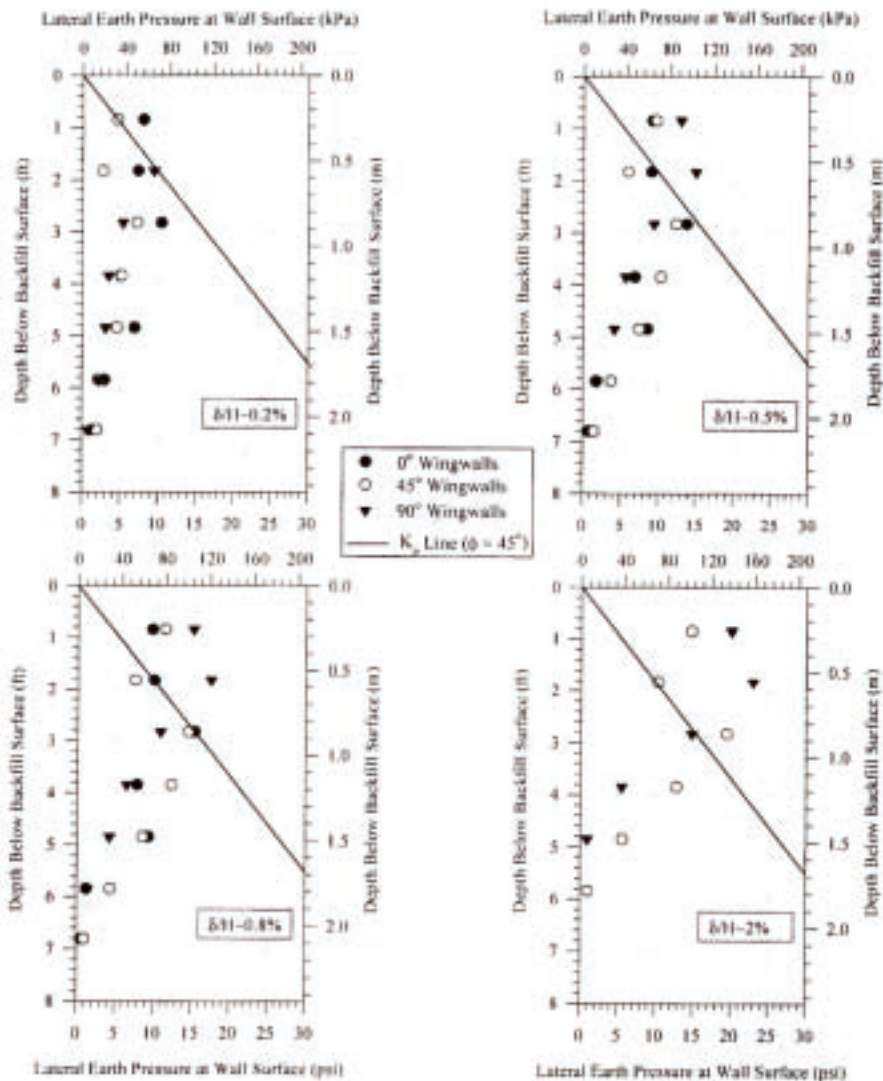
3.8 Thomson, T.A, jr ja Lutenegger, A.J: Passiivipainekokeita sillan maatuella /53/

Tutkimuksessa selvitettiin siipimuurien sijoituksen vaikutusta passiivipaineisiin kuvassa 3.8-1 esitetyllä koejärjestelyllä.

Maanpaineita mitattiin maatuen keskilinjalle ja neljännesleveyden verran keskilinjalta sijoitetuilla maanpaineselleillä. Myös siipimuriin oli sijoitettu maanpainesellejä. Maatuen ja siipimuurien siirtymiä mitattiin inklinometrillä ja kaltevuusmittarilla.



Kuva 3.8-1. Kaavakuva koelaitteistosta.



Kuva 3.8-2. Maanpaine siirtymän funktiona eri siipimuuriasennoilla.

Kuvassa 3.8-2 on esitetty tuen keskilinjän mittaustulokset eri siipimuuriasennoilla.

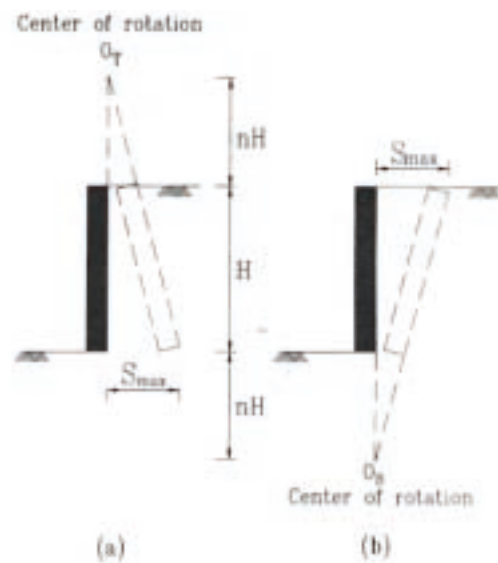
Tulokset osoittavat, että maanpaineen jakautuminen ei ole läheskään lineaarinen syvyyden suhteen kuten mitoituksessa tavallisesti otaksutaan. Maanpaineen jakautuma on enemmänkin kolmiomainen ja suurin paine n. 1/3 korkeuden verran yläreunasta. Tästä paine pienenee jotakuinkin lineaarisesti nollaan seinän alareunassa.

Kuvasta 3.8-2 havaitaan, että tien suuntaisilla siipimuureilla maanpaineen maksimiarvo on suurin. Maksimin kohta on lisäksi ylempänä kuin muilla siipimuuriasennoilla. Tästä maksimiarvosta paine kuitenkin pienenee nopeammin ja nollakohta on n. 0,9 m pohjan yläpuolella, mikä saattaa johtua perustuksen liukumisesta.

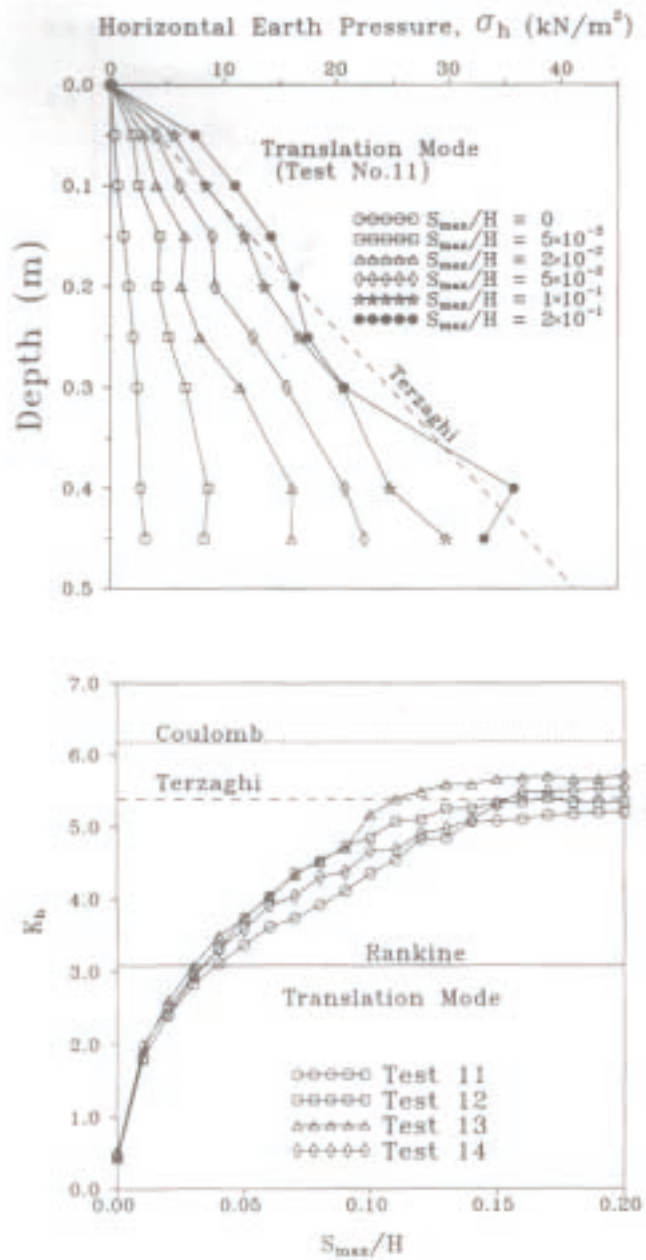
3.9 Fang, Y-S, Chen, T-J ja Wu, B-F: Passiivipaine eri seinän siirtymätavoilla /21/

Tutkimuksessa selvitettiin mallikokein passiivipaineen kehittymistä, kun tukirakenne siirtyy maata vasten eri tavoin:

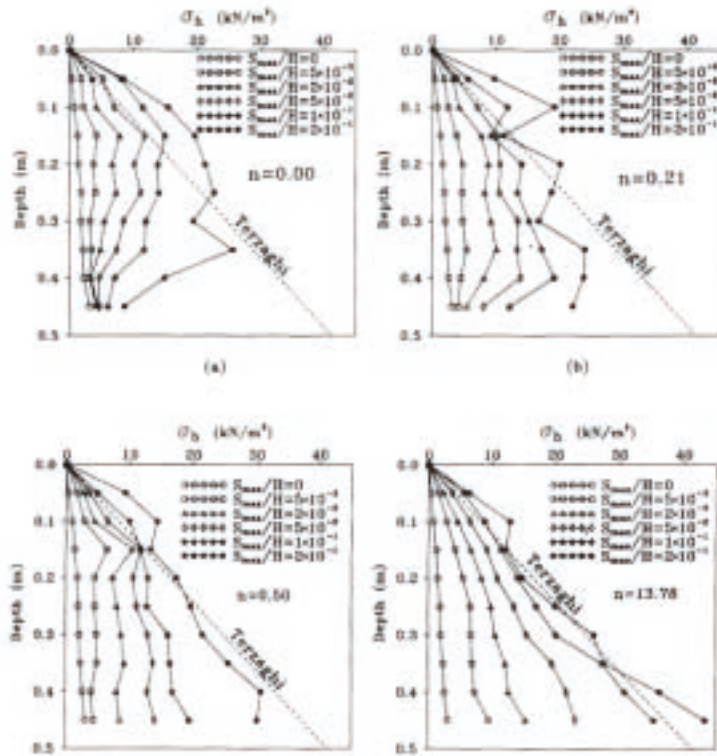
- yhdensuuntainen siirtymä (T)
- kiertyminen alapäähän (RB) tai alapäähän alapuolella olevan pisteen ympäri (RBT)
- kiertyminen yläpäähän ympäri (RT) tai yläpäähän yläpuolella olevan pisteen ympäri (RTT)



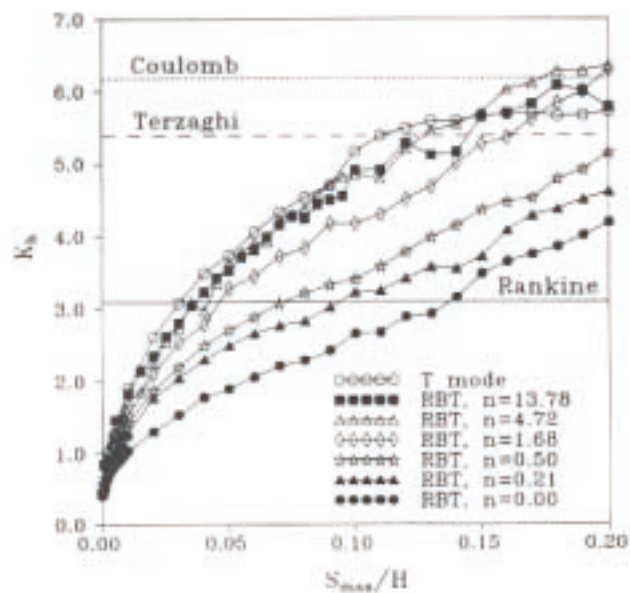
Kuva 3.9-1. Seinän liiketavat, a) RTT b) RBT



Kuva 3.9-2. Maanpaine ja maanpainekerroin seinän yhdensuuntaisen siirtymän (T) jälkeen



Kuva 3.9-3. Maanpaine kun seinä kiertyy alapään alapuolella olevan pisteen ympäri.



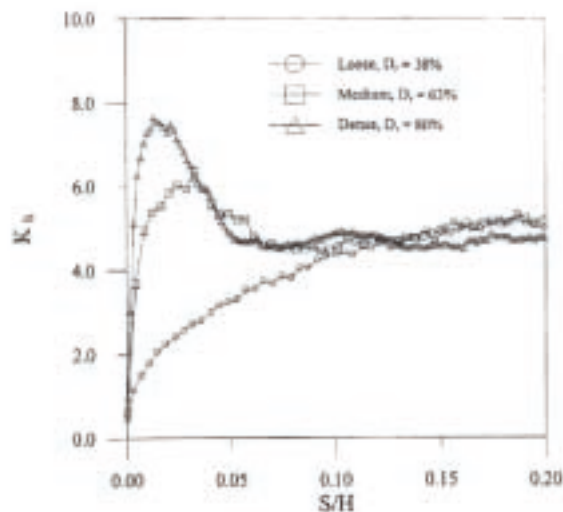
Kuva 3.9-4. Maanpainekerroin alapään alapuolella olevan pisteen ympäri kiertymisen yhteydessä

Seinän siirtyessä yhdensuuntaisena on maanpaineen jakautuminen lähes lineaarinen. Maanpaine kasvaa siirtymän kasvaessa arvoon $S/H = 0,18$ asti ja maanpaineen vaikutuspiste on korkeudella $0,36 \times H$.

Seinän siirtyessä yhdensuuntaisena on maanpaineen jakautuminen lähes lineaarinen. Maanpaine kasvaa siirtymän kasvaessa arvoon $S/H = 0,18$ asti ja maanpaineen vaikutuspiste on korkeudella $0,36 \times H$.

Seinän kiertyessä alareunan ympäri on maanpaineen jakautuma epälineaarinen niin, että paine on suurimmillaan seinän keskivaiheilla. Maanpaine ei saavuttanut suurinta arvoa vielä $S/H = 0,20$ siirtymällä ja vaikutuspiste oli tasolla $0,55 \times H$.

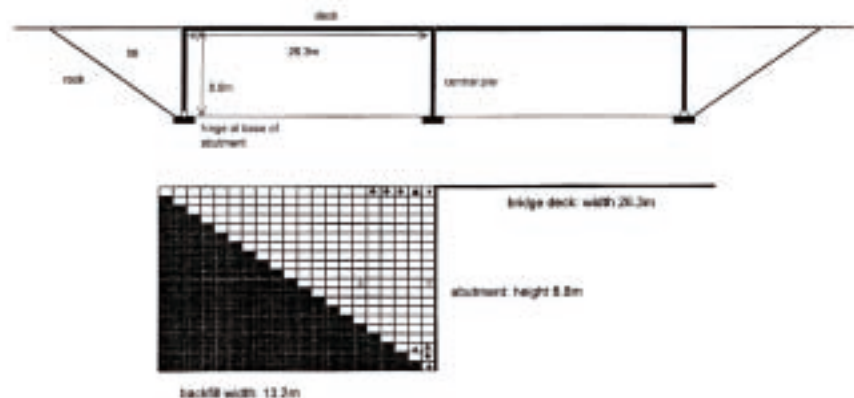
Edellä esitetyt tulokset ovat löyhällä hiekalla tehdyistä kokeista, mistä johtuu siirtymien suuruus. Fang et al /20/ on myöhemmin julkaissut tuloksia samalla laitteistolla tehdyistä kokeista, joissa selvitettiin täytön tiiveyden vaikutusta maanpaineeseen seinän yhdensuuntaisella siirtymisellä. Passiivipaine saavutti suurimman arvon siirtymällä $0,015$ tiiviillä ja $0,03$ keskitiiviillä täytöllä. Näillä kuitenkin maanpaine aleni ratkaisevasti seinän edelleen siirtyessä. Siirtymän $0,12$ jälkeen maanpaine asettui kaikilla tiiveyksillä samalle tasolle.



Kuva 3.9-5. Maanpainekertoimen riippuvuus seinän liikkeestä löyhällä, keskitiiviillä ja tiiviillä täytöllä.

3.10 Muir-Wood, D, M ja Nash, D: Maanpaineet liikuntasaumattoman sillan maatukia vasten, numeerinen tarkastelu /38/

Kirjoituksessa kuvataan tyypillisen liikuntasaumattoman sillan numeerisia analyysejä. Analyysit tehtiin ohjelmalla FLAC 3.3 (Itasca Consultin Group 1996). Kuvassa 3.10-1 on esitetty laskentamalli.

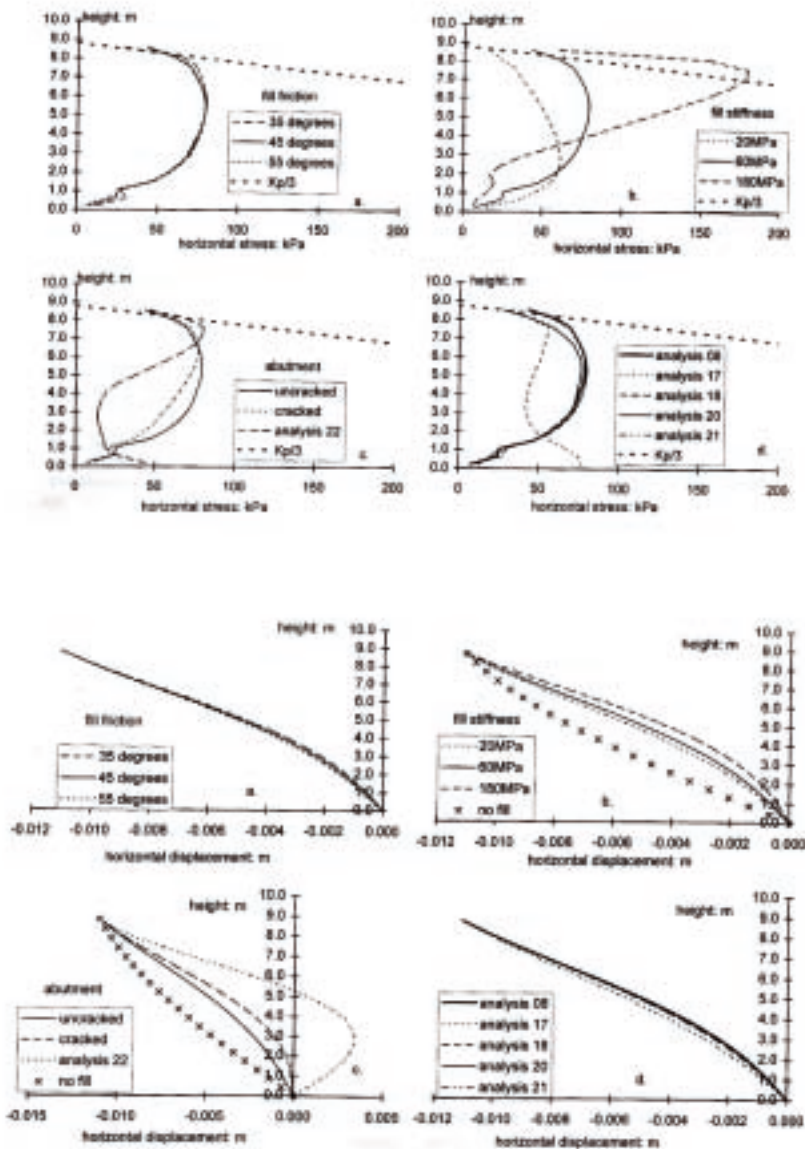


Kuva 3.10-1. Kaavakuva sillasta kalliroleikkauksessa ja Flac-laskentamallista

Sillan kannen ja maatukien materiaali oli betonia, kimmomoduli $E = 34 \text{ GPa}$. Sillan lämpölaajeneminen mallinnettiin sillan keskustan 11 mm liikkeenä, mikä vastaa betonin lämpölaajenemiskertoimella $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ noin 35°C lämpötilavaihtelua.

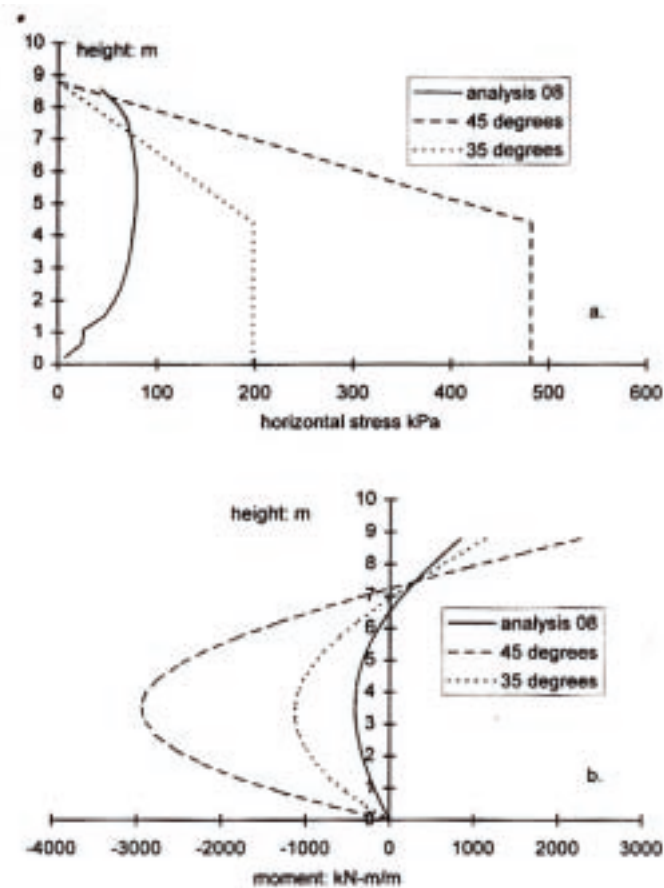
Laskennoilla selvitettiin eri parametrien vaikutusta:

- Käytetyt kitkakulmat 35° , 45° ja 55°
- Käytetyt maan kimmomodulit 20, 60 ja 120 MPa
- Eri maatuen jäykkyyksiä
- muut vaikutukset, kallion tilalla löyhä täyttö (analysis 17), kitkakulman vaihtelu jännitystilän mukaan (analysis 18), ilman seinäkitkaa (analysis 20) , dilataatiokulman kasvaminen $0 \rightarrow 15^\circ$ (analysis 21).



Kuva 3.10-2. Vaakasuorat jännitykset (yläkuva) ja siirtymät lämpölaajenemisen jälkeen a) kitkakulman vaikutus b) täytön jäykkyyden vaikutus c) seinän jäykkyyden vaikutus d) muut vaikutukset

Kuvassa 3.10-2 on esitetty vaakajännitykset ja siirtymät eri laskennoista. Jännityskuvassa on esitetty myös BA-42:n maanpaineen minimiarvo $K_p/3$ kitkakulmalla 45° .

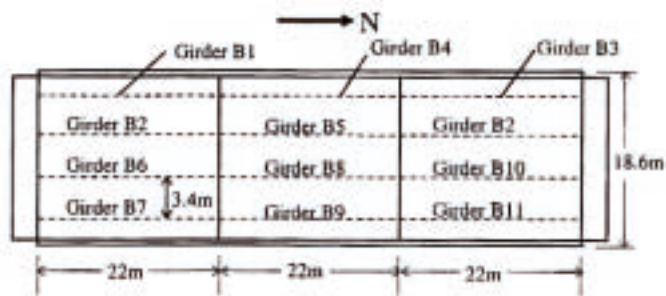


Kuva 3.10-3. Vaakajännitykset ja maatuen momentit Flac-laskennan ja BA-42 mitoitushjeen mukaan 35 ja 45 kitkakulmalla

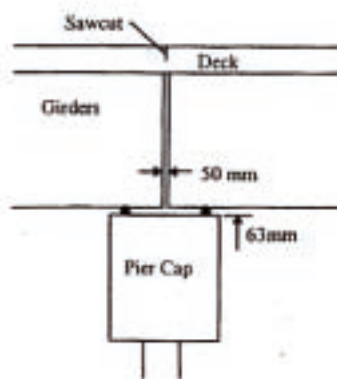
3.11 Lawver, A, French, C ja Schield, C.K: Liikuntasaumattoman sillan seurantamittaukset /36/

Lähelle Rochesteria, Minnesotassa 1996 rakennettua siltaa havainnoitiin usean vuoden ajan. Silta oli instrumentoitu niin, että siitä pystyttiin seuraamaan:

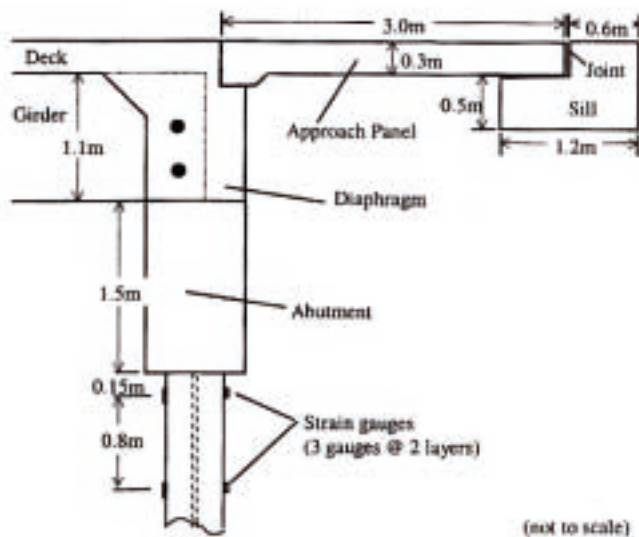
- Tukien vaakaliikkeitä
- Perustusten kiertymistä
- Maanpaineita
- Paalujen muodonmuutoksia
- Palkkien muodonmuutoksia
- Kannen muodonmuutoksia
- Lämpötiloja
- Siirtymälaatan painumaa
- Roudan syvyyttä
- Säätä



(a)



(b)



(c)

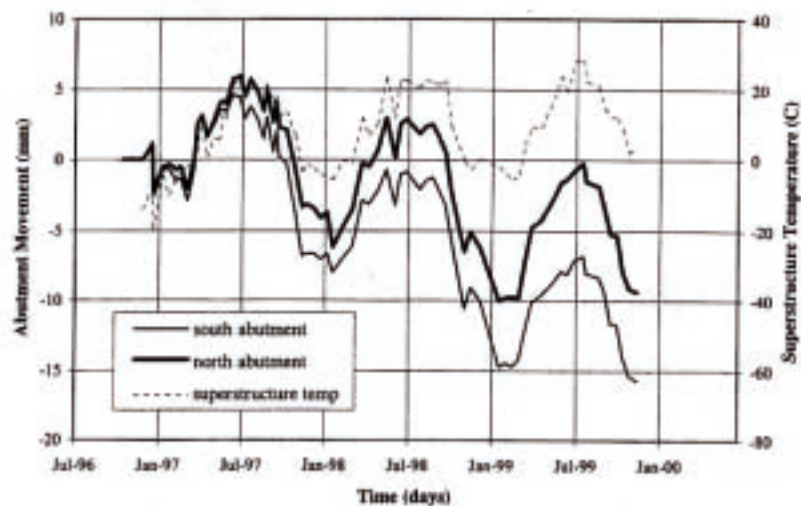
Kuva 3.11-1. Sillan tasokuva a) välituki b) ja maatuki c)

Silta oli 66 m 3-aukkoinen betonikantinen elementtisilta (kuva 3.11-1). Pääty- ja välituet oli perustettu yhteen riviin lyödyille n. 24 m pitkille H-paaluille.

Kuva 3.11-2 esittää maatukien siirtymiä. Normaalin vuosivaihtelun lisäksi havaittiin pysyvää siirtymää aukkoon päin. Ensimmäisen vuoden siirtymä oli odotettavissa, mutta seuraavien vuosien siirtymien syy on jäänyt epäselväksi. Se voisi johtua täytön tiivistymisestä talven aikana tai siirtymälaatan takana olevan raon täyttymisestä.

Vuoden 1998 ensimmäisen 6 kuukauden pituuden laskettu muutos oli 19 mm (lämpölaajenemiskerroin $10,5 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$) ja mitattu 18 mm.

Maanpaineiden mittausta epäonnistui laiteongelmien vuoksi.



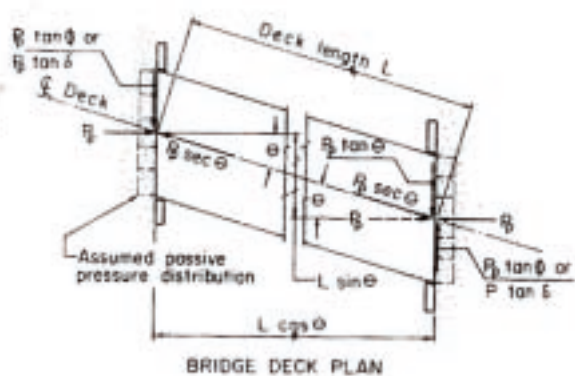
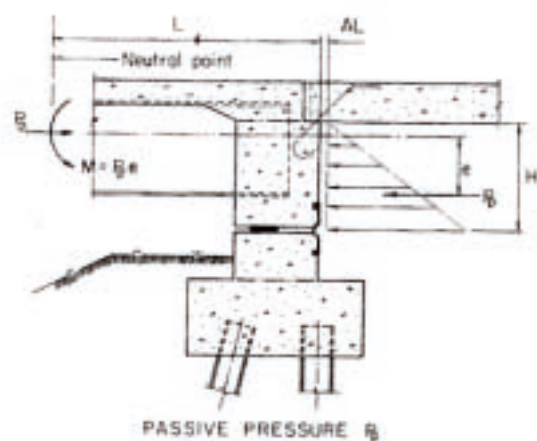
Kuva 3.11-2. Maatukien siirtymät.

3.12 Burke M.P. Liikuntasaumattomien siltojen liikkeet ja voimat /8/

Raportissa esitetään mm. menetelmä vinon sillan maatukien kiertymisriskin arvioimiseksi. Kuvan 3.12-1 merkintöjä käyttäen saadaan momenttiyhtälöstä johtamalla:

$$\begin{aligned} P_p L \sin \Theta &< P_p \tan \delta L \cos \Theta / 1,5 \\ \tan \Theta &< \tan \delta / 1,5 \\ \Theta &< \arctan (\tan \delta / 1,5) \end{aligned}$$

Jos maatuen ja täytön välinen kitkakulma $\delta = 22^\circ$, mihin eräässä aikaisemmassa tutkimuksessa on päädytty, täytyy vinouden Θ olla $< 15^\circ$, jotta maatuki ei lähtisi kiertymään. Varmuuskertoimena tässä on käytetty arvoa 1,5. Jos silta on tätä vinompi, pitää kiertyminen estää laakeroinnilla.



Kuva 3.12-1. Passiivipaine vinoa siltatukea vasten.

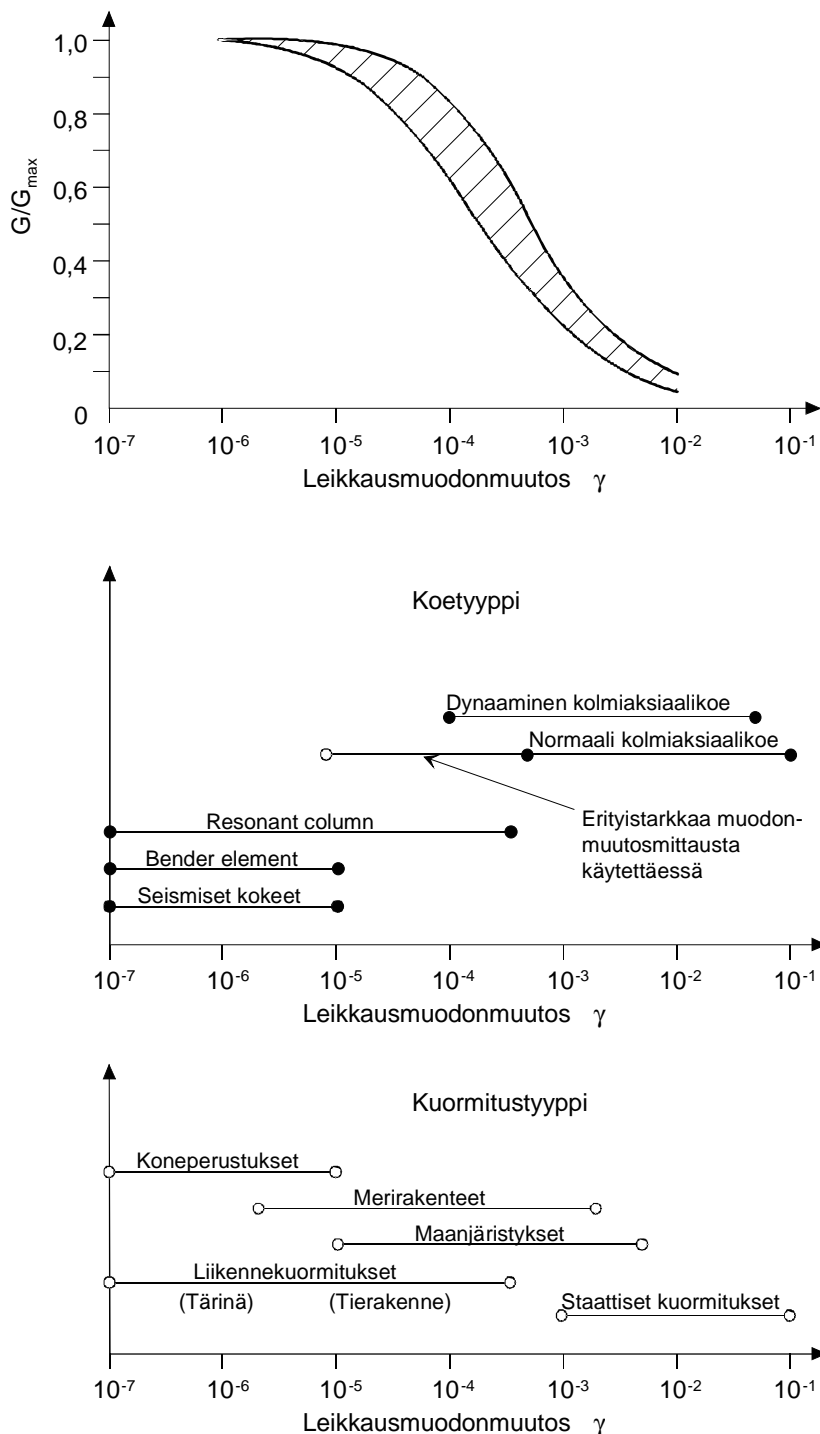
4 SULAN JA JÄÄTYNEEN MAAN MEKAANISET OMINAISUUDET

4.1 Karkearakeisen maamateriaalin moduuli

Karkearakeista kiviaineksesta tehtyjen rakenteiden, kuten pengertäytteen ja tien rakennekerrosten, moduulin suuruus riippuu useista tekijöistä, joista keskeisiä ovat:

- jännitys- ja muodonmuutostila, jota tarkastellaan
- rakeisuusjakauma
- materiaalin karkeus
- tiiviysaste
- rakeiden pyöristyneisyys tai murskausaste
- kuormitushistoria
- kosteustila

Maan jäykkyyden riippuvuutta muodonmuutoksesta sekä muodonmuutoksen tasoa eri laboratoriokokeissa sekä vastaavasti erityyppisissä pohja- ja maa-rakenteissa voidaan havainnollistaa kuvalla 4.1-1 /58/.

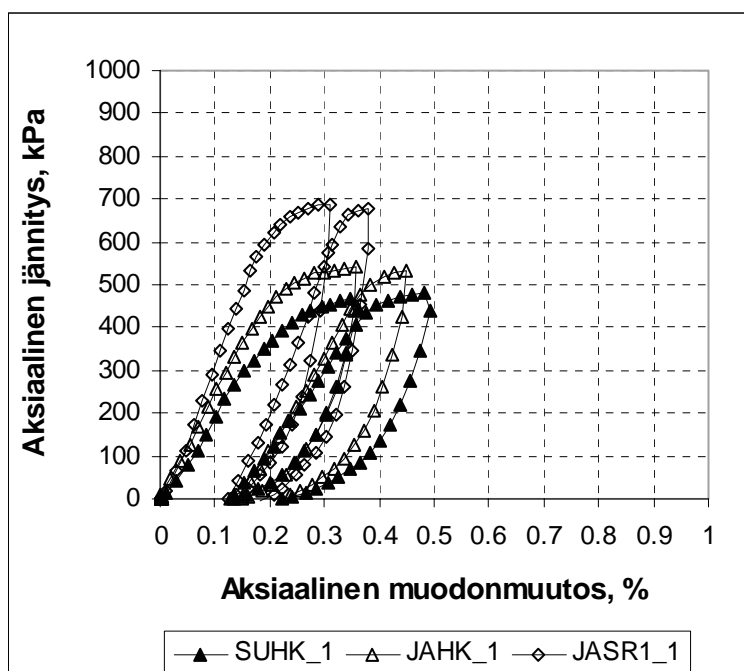


Kuva 4.1-1. Maan suhteellisen jäykkyyden pieneneminen muodonmuutosten kasvassa.

Muodonmuutostason vaikutus maan jäykkyyteen on huomattavan suuri ja näin ollen maamateriaaleille ei yleensä voida esittää edes likimääräistä vakiosuuruista ominaisarvoa, joka olisi käyttökelpoinen tavanomaisissa mitoitustalaskelmissa ilman, että se olisi sidottu muodonmuutostasoon ja lisäksi jännitystilaan.

TTKK:n Pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa on tehty erilaisille karkearakeisille materiaaleille eri tutkimushankkeissa huomattava määrä suurmittakaavaisia staattisia kolmiakselialikokeita. Seuraavassa on kahden esimerkkien kautta lyhyesti tarkasteltu maamateriaalin mekaanista käyttäytymistä. Esitettyjä tuloksia on ilman koetulosten yksityiskohtaisempaa analysointia pidettävä ainoastaan suuntaa antavina. Edelleen on myös syytä ottaa huomioon, että kyseiset koesarjat on ensisijaisesti tehty testattujen materiaalien palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen – lähinnä niin kutsutun resilient - moduulin jännitystilasta riippuvien arvojen – määrittämiseksi. Staattiset kolmiakselialikokeet on tällöin tehty pääasiassa näytteille, joille ennen staattista kuormitusvaihetta on tehty ainakin niiden resilient - käyttäytymistä mittaava koesarja ja toisinaan myös palautumatonta muodonmuutuskäyttäytymistä mittaava pitkäkestoisempi syklinen kuormitusarja.

Materiaalin rakeisuusjakautuman vaikutus on koetulosten perusteella pääsääntöisesti sen suuntainen, että maassa mobilisoituva vastus kasvaa sitä nopeammin mitä karkearakeisemmasta materiaalista on kyse. Murtotilanne myös mobilisoituu yleensä sitä pienemmällä siirtymätasolla mitä karkearakeisemmasta materiaalista on kysymys, mutta murtotilannetta vastaavan siirtymätasoon vaikuttavat luonnollisesti monet muutkin tekijät. Esimerkiksi rakeisuusjakautuman vaikutuksesta kolmiakselialikokeessa mitattuun kuormitus-muodonmuutuskäyttäytymiseen on esitetty kuvassa 1, jonka materiaaleista kaikkia voidaan pitää hyvin tiivistettyinä.



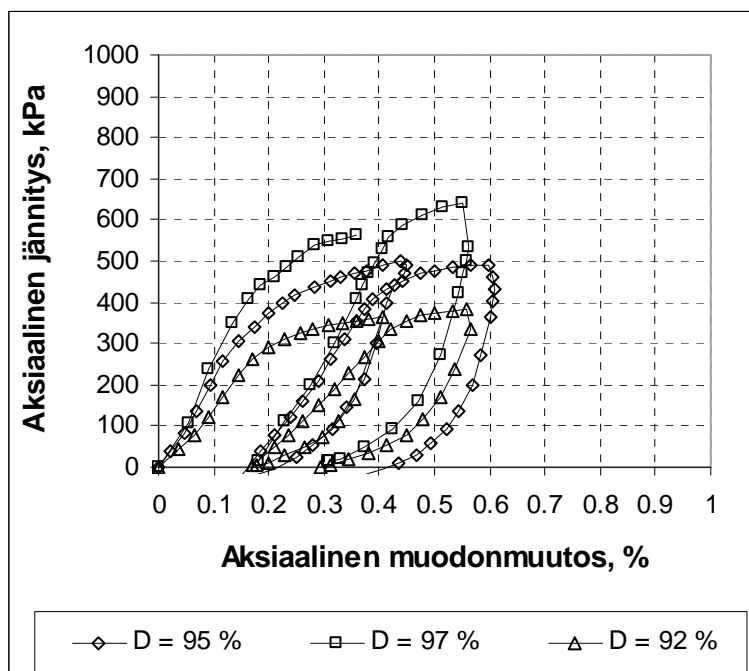
Kuva 4.1-2. Rakeisuusjakautuman periaatteellinen vaikutus staattisen kolmiakselialikokeen tulokseen sellipaineella 50 kPa. (SUHK = suodatinhiekkä, JAHK = jakavan kerroksen hiekka, JASR = jakavan kerroksen sora)

Taulukko 4.1-1. Kuvassa 4.1-2 esitettyjen koetulosten perusteella lasketut sekanttimoduulin arvot rakeisuudeltaan erilaisille materiaaleille

Materiaali	E_s (MPa)	
	$\varepsilon_1 = 0,15 \%$	$\varepsilon_1 = 0,30 \dots 0,35\%$
Jakavan Sr	395	224
Jakavan Hk	232	147
Suodatin Hk	187	125

Karkeasti voidaan arvioida, että yllä olevissa taulukoissa esitetyt moduuliarvot ovat noin 1,5 - 2,5 kertaisia esimerkiksi levykuormituskokeella tiivistystä maakerroksesta määritettäviin sekanttimoduulin arvoihin verrattuna.

Materiaalin tiiviystilan vaikutuksen on varsin johdonmukaisesti todettu olevan materiaalin jäykkyyttä kasvattavan ja myös murtotilanteen mobilisoitumiseen vaadittavaa siirtymätasoa alentavan, vaikkakin koetulosaineistoa löyhänä kuormitetuista karkearakeisista materiaaleista onkin käytettävissä varsin rajoitetusti. Esimerkki norjalaisella 0 ... 32 mm kalliomurskeella saadusta koetuloksesta on esitetty kuvassa alla



Kuva 4.1-3 Tiiviystilan vaikutus staattisen kolmiakselikokeen tulokseen norjalaisella 0 ... 32 mm kalliomurskeella sellipaineen ollessa 50 kPa.

Taulukko 4.1-2 Kuvassa 4.1-4 esitettyjen koetulosten perusteella lasketut sekantti-moduulin arvot tiivistilaltaan erilaisille kalliomurskeille

Materiaali KaM (0/32)	E_s (MPa)	
	$\varepsilon_1 = 0,15 \%$	$\varepsilon_1 = 0,36\%$
D = 97%	266	158
D = 95 %	213	133
D = 92 %	166	103

Kuten rakeisuuden vaikutustakin tarkasteltaessa voidaan arvioida, että yllä olevissa taulukoissa esitetyt moduuliarvot ovat noin 1,5 - 2,5 kertaisia sekanttimoduulin arvoihin verrattuna, kun moduuli määritetään tiivistetystä maakerroksesta esimerkiksi levykuormituskokeella tai laboratorionäytteestä.

4.2 Alustaluku

Alustaluku (k_p) on alustalukumenetelmän parametri, joka ilmaisee rakenteen siirtymän ja ja rakennetta vastaan kohdistuvan maanpaineen riippuvuutta toisistaan. Alustalukumenetelmää on sovellettu maanvaraisten laattojen sekä paalujen ja paaluryhmien siirtymien analysointiin.

Alustaluvun ja kimmoteorian mukaisen muodonmuutosmoduulin välillä vallitsee yhteys:

$$k = \frac{1}{f(x/d)} * \frac{E_s}{d}$$

jossa

E_s on maan vaakasuora kimmomoduuli

d on tarkasteltavan rakenteen leveys

$f(x/d)$ on syvyysfunktio, joka johtuu materiaalin elastisuudesta

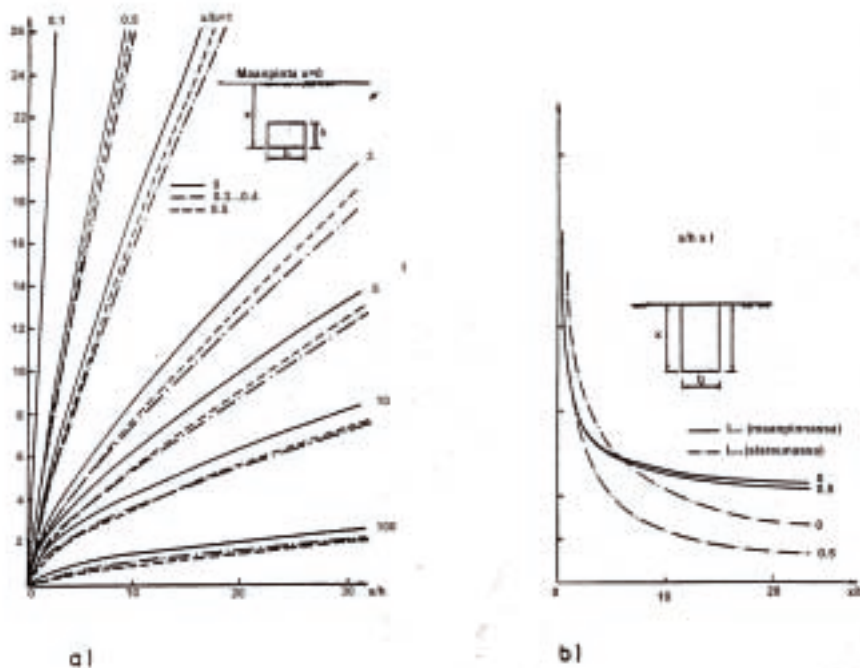
Lähteen /24/ mukaan funktion $f(x/d)$ määrittäminen on vaikeaa, mutta paalujen koekuormitusten perusteella sille voidaan käyttää arvoa 1,0. Tarkasti funktion arvo voidaan johtaa integroimalla Midlin yhtälö yli suorakulmaisen alueen. Tuloksena saadaan suorakaidelevyn vaakasuora siirtymä puoliäärettömässä elastisessa isotrooppisessa homogeenisessä maamassassa, kun levy on kuormitettu tasaisella pintakuormalla.

Franken ja Kluberin mukaan yhtälö voidaan esittää muodossa :

$$k = \frac{p}{y} = \frac{E_s}{d} * I_{pm}$$

jossa

I_{pm} = kerroin, jonka suuruus riippuu suorakaidelevyn mitoista ja levyn syvyydestä maanpinnasta (kuva 4.2.-1)



Kuva 4.2-1 Suorakaiteen muotoisen levyn keskimääräinen I_{pm} (a) ja levyn alareunan I_{pm1} ja yläreunana I_{pm2} arvot (b)

Paalujen mitoittamiseen liittyen alustaluvun määrittäminen on esitetty yksinkertaisemmassa muodossa.

Vesicin mukaan [42] Winkler mallin mukaan määritetyn alustaluvun ja kimmoteorian parametrien, kimmomoduulin ja Poissonin kertoimen, välinen riippuvuus voidaan esittää:

$$k_h = \left(\frac{0,65}{d} \right)^{12} * \sqrt{\frac{E_s * d^4}{E_p * I_p}} * \frac{E_s}{(1 - \nu^2)}$$

jossa

$E_p * I_p$ on paalun jäykkyys

E_s on maan kimmomoduuli

ν_s on maan Poissonin kerroin

Maan kimmomoduulin ja vastaavasti alustaluvun oletetaan yleensä kasvan lineaarisesti syvyyden kasvaessa, jolloin se voidaan esittää alustalukertoimen n_h avulla [57]:

$$k_s = n_h \frac{z}{d}$$

jossa

z on tarkastelusyvyys

d on paalun/rakenteen halkaisija

Alustalukertoimen n_h suuruus paaluille olisi näin ollen likimäärin

Alustalukukertoimen n_h suuruus paaluille olisi näin olen likimäärin

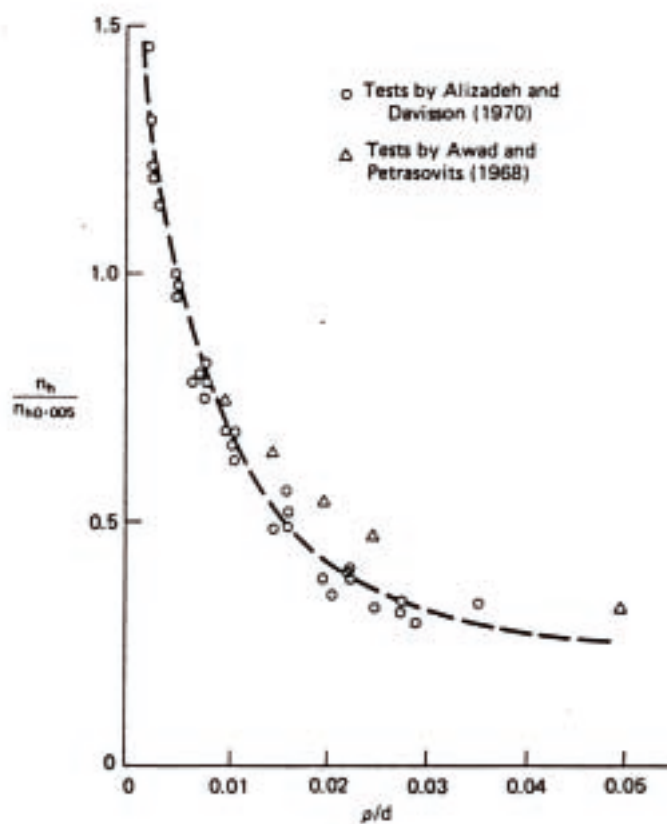
$$n_h = \alpha \frac{E_d}{z}$$

jossa

vakion α arvo on 0,74 (Terzaghin mukaan) tai 1,0 (Poulosin mukaan)

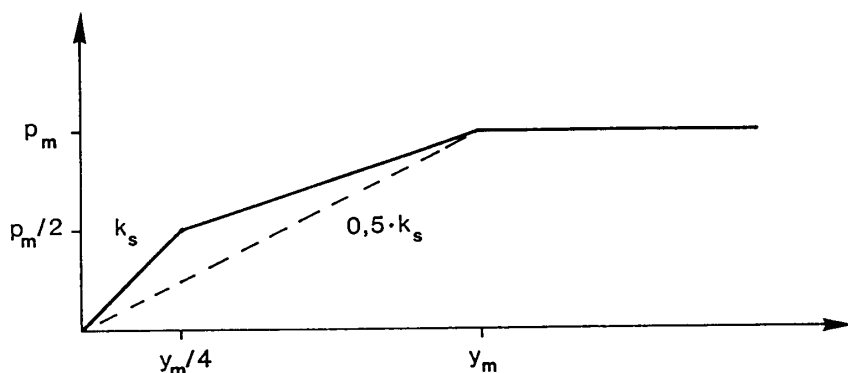
E_d on maan kimmomoduuli (avoimessa olosuhteessa, drained condition)

Alustaluvun ja vastaavasti alustaluvunkertoimen suuruuden on todettu riippuvan voimakkaasti siirtymän suuruudesta, kuten kuvassa 4.2-2 esitetään hiekkaan tukeutuvien paalujen kokeiden perusteella /41/



Kuva 4.2-2. Alustalukukertoimen riippuvuus siirtymän suuruudesta.

Teräsputkipaalut ohjeessa /57/ kuormituksen ja siirtymän välisen riippuvuuden epälineaarisuus on ohjeistettu huomiotavaksi kuvan 4.2-3 mukaisesti.



Kuva 4.2-3. Kitkamaan alustaluvun määrittäminen (p_m on sivuvastuksen ääriarvo ja y_m sitä vastaava siirtymä).

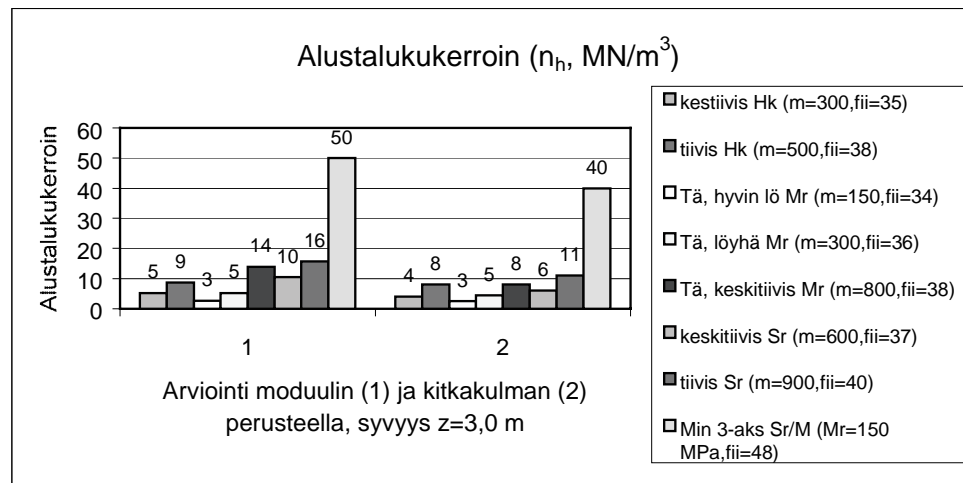
Teräsputkipaalut ohjeen mukaan toistuvan kuormituksen eli syklisen kuormituksen tapauksessa maan alustalukuna käytettävä alhaisempaa arvoa kuin staattisen kuormituksen tapauksessa (taulukko 4.2-1).

Taulukko 4.2-1 Alustaluku syklisen kuormituksen yhteydessä.

Alustaluku syklisen kuormituksen vai- kuttaessa k_{ss}	Maan suhteellinen tiiviys D_r		
	$<0,35$ löyhä	$0,35 \dots 0,65$ keskitiivis	$>0,65$ tiivis
	$0,25 k_s$	$0,33 k_s$	$0,5 k_s$

Yllä esitetyn alustaluvun alentamisen perusteena lienee maahan muodostuvat plastiset muodonmuutokset, joita ei mitoitustarkastelussa yleensä huomioida. Todellisuudessa löyhä kitkamaa yleensä tiivistyy ja sen jäykkyys kasvaa syklisen kuormituksen vaikutuksesta ja vastaavasti tiivis kitkamaa löyhtyy ellei kuormitustaso ylitä maan lujuutta.

Teräsputkipaalut ohje antaa mahdollisuuden arvioida alustalukukerrointa joko muodonmuutosmoduulin tai kitkakulman kautta. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa ohjeeseen sisältyy taulukko, jonka perusteella maan lujuutta ja kokoon puristuvuutta voidaan karkeasti arvioida. Kun maan ominaisuudet (täyttönä) arvioidaan em ohjeen mukaan saadaan alustaluvun suuruudeksi keskenään samansuuntaisia, mutta arvioijasta riippuen helposti huomattavasti toistaan poikkeavia arvoja (kuva 4.2-4). Kolmiaksiaalikoeteissa määritetyt soran ja murskeen moduuli ja kitkakulma ovat huomattavan suuria verrattuna niin sanottuihin taulukkoarvoihin.



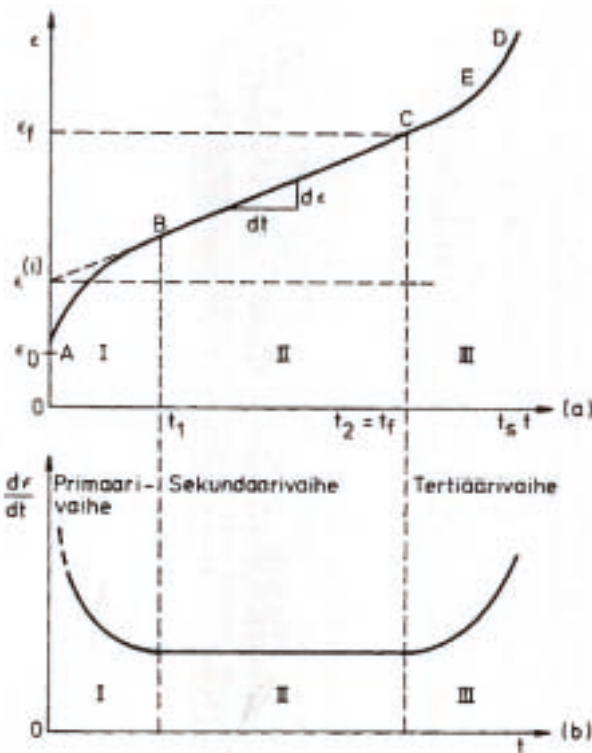
Kuva 4.2-4. Alustalukukertoimia eri materiaaleille

4.3 Pengermateriaalin ja tien rakennekerrosten materiaalin moduuli jäätäneenä

Materiaalin jäätyminen vaikuttaa huomattavasti sen mekaaniseen käyttäytymiseen. Jäätynyt maa on sulan maan tavoin kolmessa olomuodossa olevan aineen: kiinteän, nesteen ja kaasun seos. Osa kiinteästä olomuodosta on jäätä, joka yhdessä jäätymättömän veden kanssa aikaansaa jäätäneelle maalle ominaisen lujuus- ja muodonmuutoskäyttäytymisen. Jäätäneelle maalle on ominaista:

- vakiojännitystilassa ajan funktiona tapahtuva muodonmuutoksen kasvu eli viruminen
- vakio muodonmuutostilassa tapahtuva jännityksen pieneneminen eli jännitysrelaksaatio
- sekä lujuuden voimakas riippuvuus muodonmuutosnopeudesta ja lämpötilasta

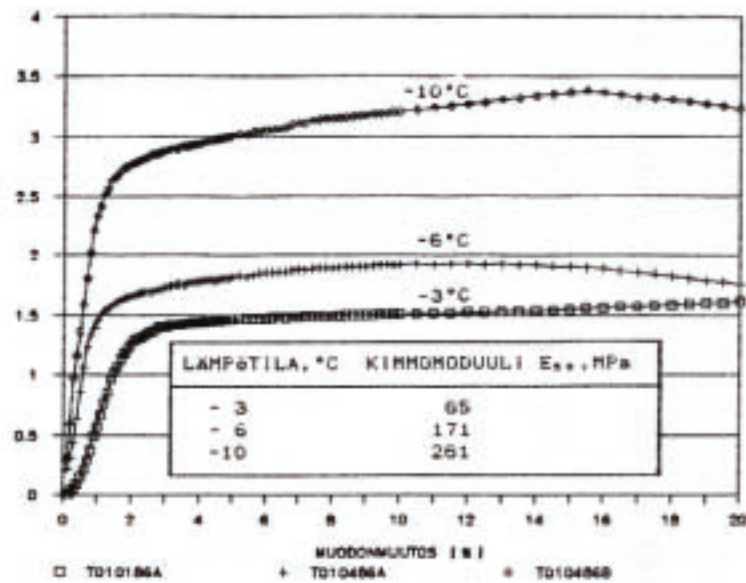
Jäätäneen maan virumisessa voidaan erottaa kuvan 4.3-1 mukaiset vaiheet /51/.



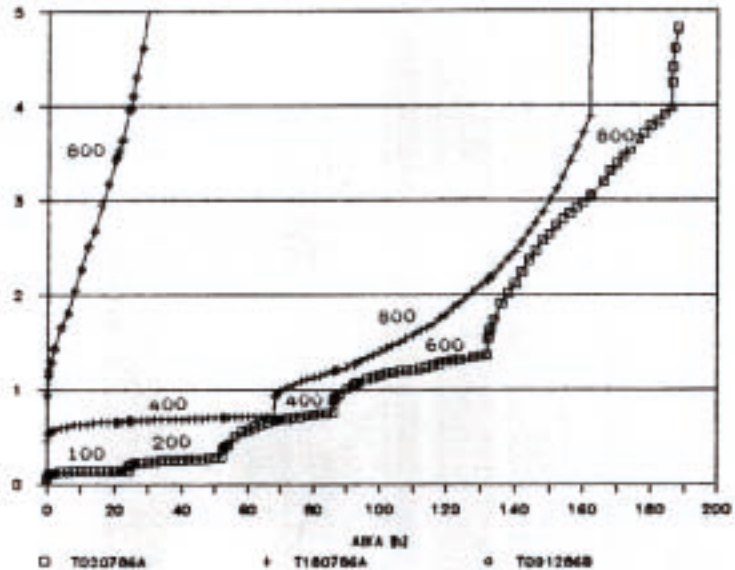
Kuva 4.3-1. Jäätyneen maan viruminen.

Hienorakeiset maamateriaalit

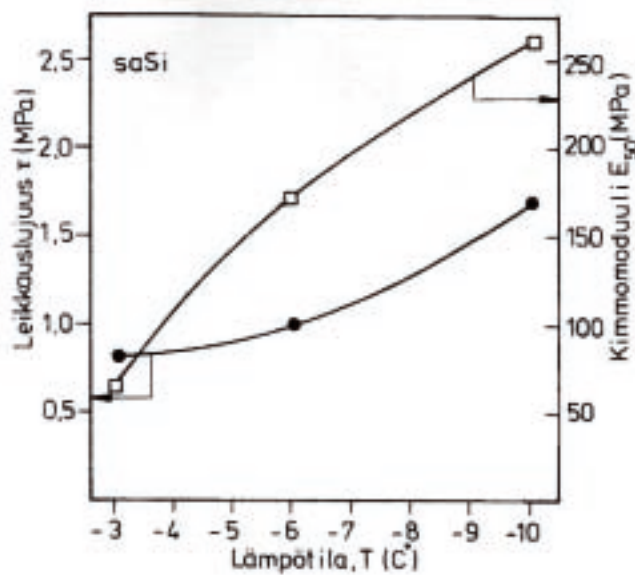
Jäätyneelle maalle ominainen lujuus- ja muodonmuutuskäyttäytyminen korostuu hienorakeisilla tai runsaasti hienorakeista ainesta sisältävillä materiaaleilla, joissa vesipitoisuus on yleensä suuri. Oulun Yliopistossa tehdyssä tutkimuksessa [33] tutkittiin kolmiaksaalikokeessa lämpötilan ja toisaalta ajan ja kuormitustason vaikutusta muodonmuutokseen.



Kuva 4.3-2. Muodonmuutos (vaaka-akseli) deviatorisen jännityksen (pystyakseli) kasvaessa eri lämpötiloissa. Materiaali savinen siltti, jonka moduuli sulana on noin 5 MPa.



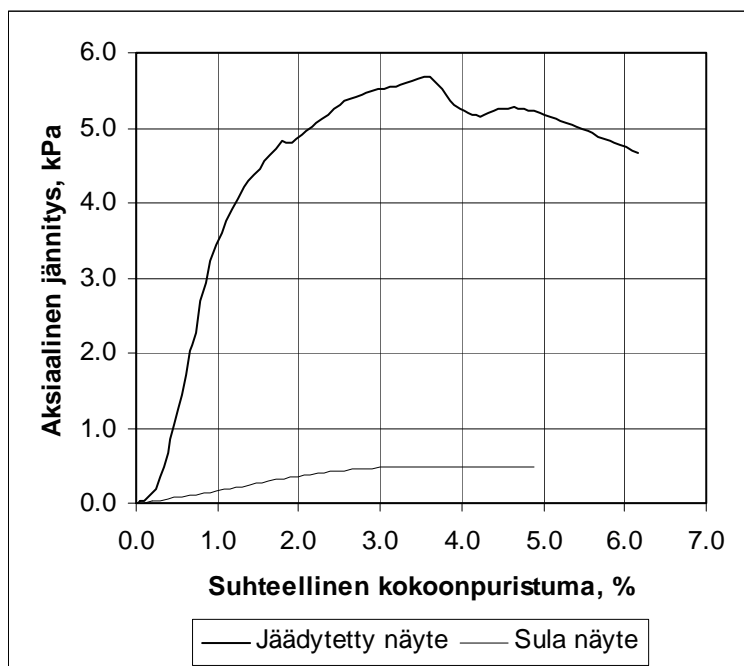
Kuva 4.3-3. Kuormituksen suuruuden ja kuormituksen muutoksen vaikutus savisen siltin virumiseen lämpötilassa -3 °C. Muodonmuutos [%] ajan [h] funktiona.



Kuva 4.3-4. Savisen siltin leikkauslujuus ja jäykkyys kasvavat maan lämpötilan laskiessa Oulun Yliopiston tutkimuksen mukaan /51/.

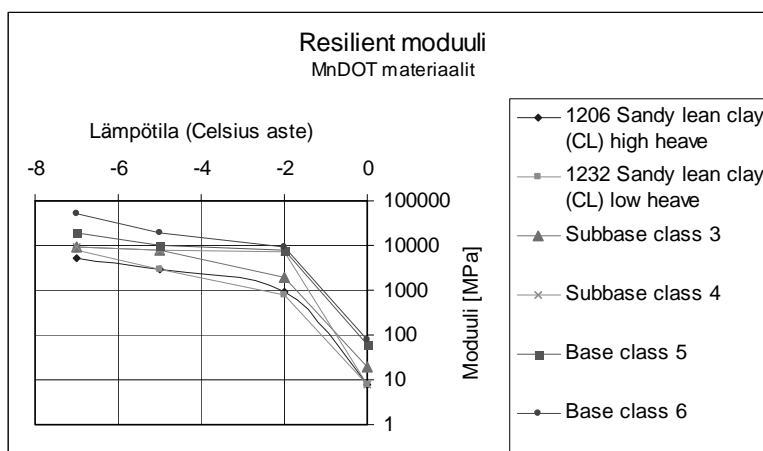
Karkearakeiset maamateriaalit

Koska valmista koetulosaineistoa jäätyneiden suomalaisten karkeiden materiaalien kuormitus-muodonmuutoskäyttäytymisestä ei ollut käytettävissä, tehtiin TTKK:n Pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa yksi suuntaa-antava 1-akσιαalinen puristuskoe jäädytetylle kalliomurskemateriaalille. Testattavaksi materiaaliksi valittiin rakeisuudeltaan 0 .. 20 mm oleva, noin 8 % hienoainesta sisältänyt murske, jolle oli toisen tutkimushankkeen yhteydessä tehty samanlainen yksiakσιαalinen puristuskoe samassa kosteustilassa materiaalin ollessa huoneenlämpöistä. Mainittujen puristuskokeiden tulosten vertailu on esitetty kuvassa alla. Koetuloksen perusteella materiaalin jäykkyyttä kuvaava moduuliarvo näyttäisi määritystavasta riippuen kasvavan tässä tapauksessa jopa 10 – 30 -kertaiseksi. Tulos riippuu luonnollisesti kuitenkin sekä materiaalista, kokeen suorituslämpötilasta että kokeen kuormitusnopeudesta. Tässä kokeessa koekappaleen lämpötila puristushetkellä oli noin $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ja kokeen puristusnopeus oli noin 1,5 mm/min eli 1 %/min.



Kuva 4.3-5. Jäätymisen vaikutus yksiakselisen puristuskokeen tulokseen kalliomurskeella KaM 0/20. $E_t = 17 \text{ Mpa}$ sulana ja $E_t = 460 \text{ Mpa}$ jäätyneenä, kun suhteellinen kokoonpuristuma on noin 0,8%.

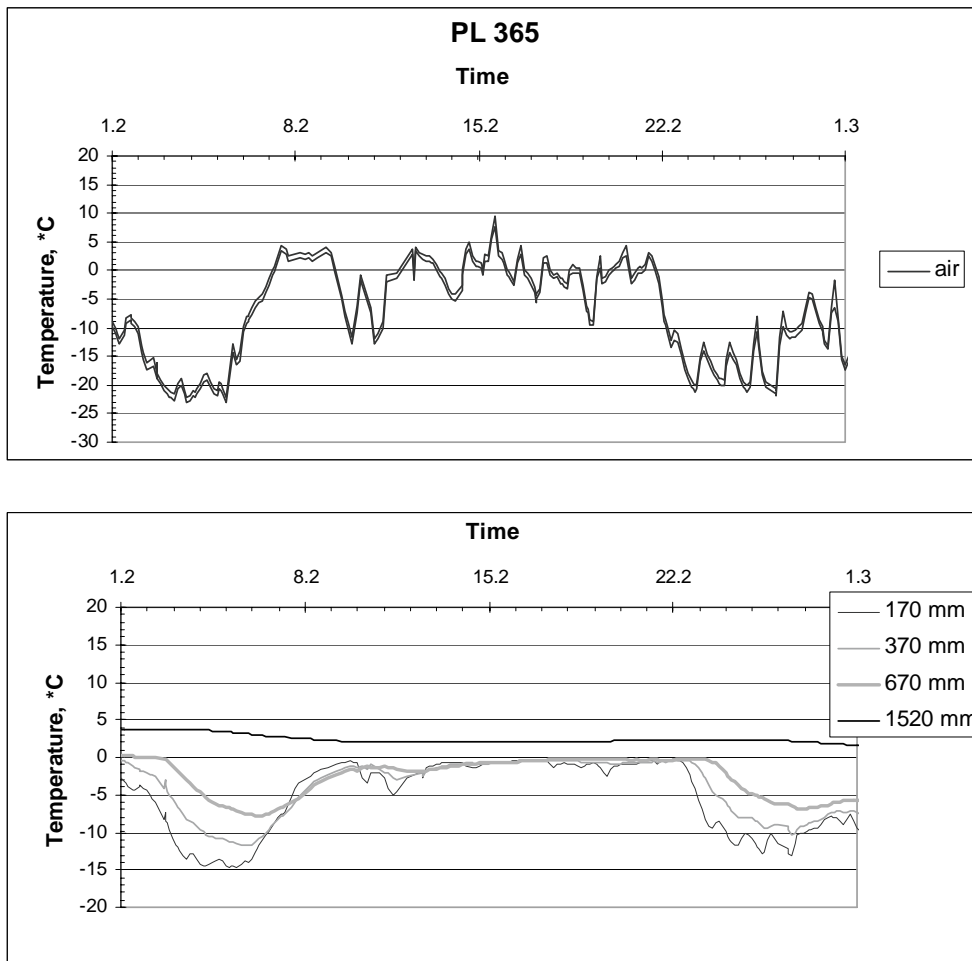
Minnesotan tielaitos (MnDOT) on teettänyt US Army Corps of Engineers'n kylmälaboratoriossa CRREL:ssä eri laatuluokkiin kuuluville kantavan ja jakavan kerroksen sekä pohjamaamateriaaleille laajan kolmiakselikoesarjan. Kokeet tehtiin syklisellä kuormituksella eri lämpötiloissa ja kyllästysastetta vaihdellen. Kokeet liittyivät jäätyneen ja sulan tilan toistokuormitusmoduulien määrittämiseen (resilient modulus) osana tienpäällysrakenteen mitoitusmenettelyn kehitystyötä. /37/. Kokeiden tuloksista on poimittu moduulin tasosta eri lämpötiloissa (kuva 4.3-6). Tulosten mukaan moduulin arvo kasvavaa yli 100 kertaiseksi maan jäätyessä.



Kuva 4.3-6. Jäätyneen maan moduuleita Mn/ROADin kokeissa.

Paikoissa, jossa lumi ei muodosta lämpöeristettä routa tunkeutuu huomattavan syvälle /56/, mutta näissäkään tapauksissa maan lämpötila pysyy pääsääntöisesti noin $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ yläpuolella. Tosin lähellä maan pintaa lämpötila muuttuu varsin nopeasti ilman lämpötilan mukaan (kuva 4.3.-7).

Lumen suojaamilla paikoilla roudan syvyys vaihtelee voimakkaasti syksyn sääolosuhteista riippuen ja jäätynyt maakerros jää usein varsin ohueksi tai puuttuu kokonaan Etelä-Suomessa. Jäätyneen kerroksen lämpötila on yleensä vain muutamia asteita nollan alapuolella.

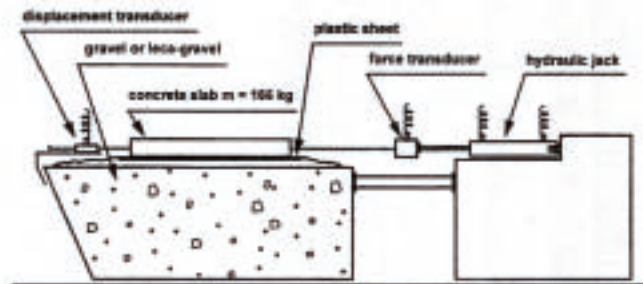


Kuva 4.4-6. Ilman – ja tierakenteen lämpötila erisyvyyksillä helmikuussa 2000. Tuupakan eritasolittymä, Kehä III, Vantaa.

4.4 Siirtymälaatan ja pengertäytön välinen kitka

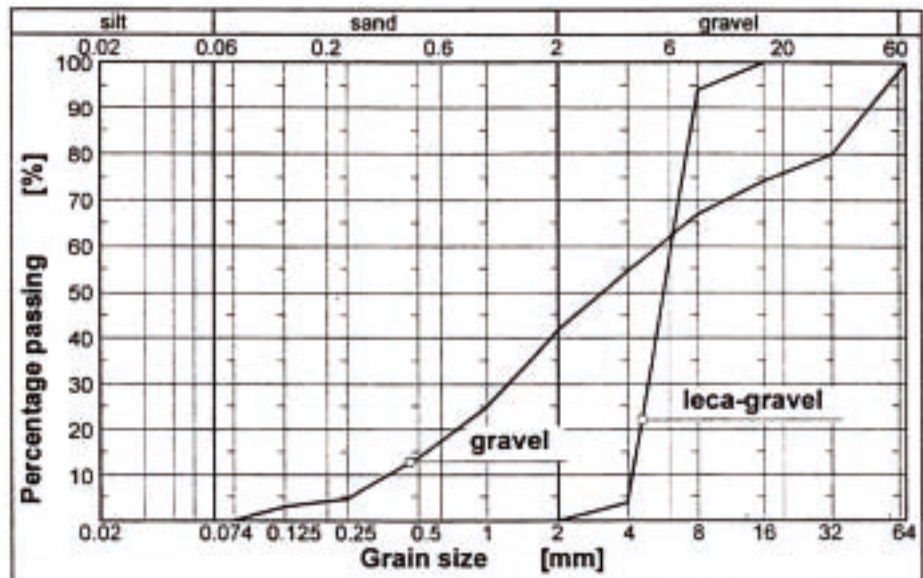
TTKK:ssa on tutkittu laakeroimattoman sillan ja maan yhteistoimintaa väitöstutkimuksessa: Koskinen, M., Soil Structure Interaction of Jointless Bridge on Piles, TTKK 1997.

Tutkimuksen osana selvitettiin laboratorio-olosuhteissa maanvaraisen laatan ja pengertäytön välistä kitkaa alla olevan kuvan mukaisella järjestelyllä.



Kuva 4.4-1. Maanvaraisen laatan ja täytön välinen kitka, koejärjestely.

Tasaisesti jakautuneena pohjapaine laatan alla on vain noin 2,5 kPa. Pengertäytteenä kokeissa käytettiin soraa ja kevytsoraa (Leca), joiden rakeisuus on esitetty kuvassa 4.4-2.



Kuva 4.4-2. Kevytsoran rakeisuus.

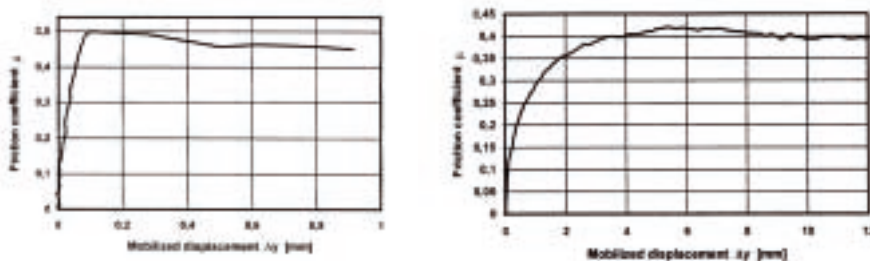
Kokeiden tulokset on koottu alla olevaan taulukkoon. Mitatut kitkakertoimet ovat varsin alhaisia. Yleensä otaksutaan, että täyttöä vasten valetun betonirakenteen ja täytön välinen kitka vastaa maan kitkakulmaa ($\mu = \tan \phi$) ja elementtiperustuksen 75% tästä arvosta. Soralla tehdyissä kokeissa mitattu kitkakulma vastaisi arvoa $\phi = 28^\circ$.

friction coefficient μ and mobilized displacements Δy [mm]	material							
	gravel				loca gravel			
	with plastic sheet		no plastic sheet		with plastic sheet		no plastic sheet	
	element	cast-in-place	element	cast-in-place	element	cast-in-place	element	cast-in-place
μ_s	0.42	0.43	0.49	2)	0.25	0.34	0.39	2)
μ_{max}	0.42	0.53	0.49	2)	0.41	0.50	0.42	2)
Δy	0	2.15	0	2)	5.3 \rightarrow 1.6 ¹⁾	4.0	5.3 \rightarrow 1.6 ¹⁾	2)

1) first value mobilized displacements with first load cycle, second value mobilized displacement with repetitive loading
 2) not measured

Kuva 4.4-3. Betonin ja täytön välisiä kitkakertoimia TTKK:n kokeissa.

Kuvassa 4.4-4 on esitetty kitkan mobilisoituminen siirtymän funktiona. Tulostensa mukaan soralla kitka kehittyy huippuarvoonsa alhaisella siirtymätasolla, mutta kitka alenee siirtymän kasvaessa, mikä ilmeisesti johtuu rakeiden uudelleen järjestäytymisestä soran yläpinnassa lähellä liikkuvaa betonilaattaa. Kevyt sora käyttäytyy sen sijaan löyhän maamateriaalin tavoin: suurin kitka-arvo muodostuu vasta yli 5mm siirtymän jälkeen.



Kuva 4.4-4. Kitkan mobilisoituminen TTKK:n kokeissa.

5 JOHTOPÄÄTÖKSET

Projektsuunnitelmassa esitettiin tavoitteeksi selvittää kirjallisuudesta sillan päätytuen ja penkereen yhteistoimintaa keskittyen kahteen pääkohtaan:

1. Maanpaineen suuruus ja suunta
 - maan ominaisuuksien vaikutus
 - rakenteen ominaisuuksien vaikutus
 - siirtymien suuruuden vaikutus
 - betonin ja maan välisen kontaktin vaikutus
 - muiden rakenteiden vaikutus

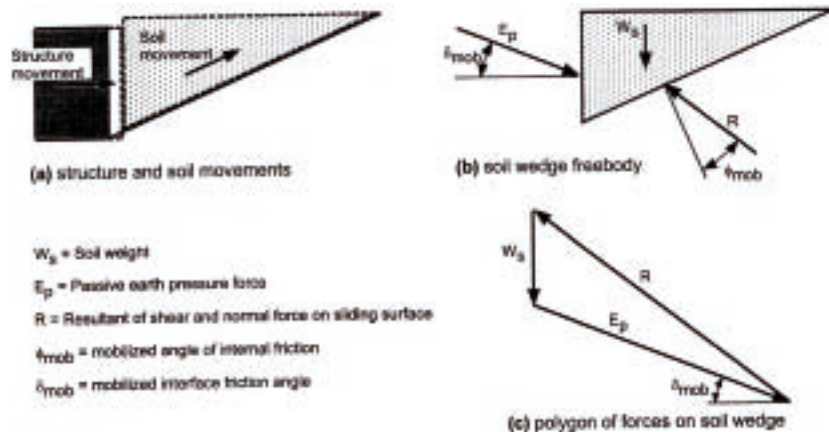
2. Jäätyneen ja sulan maan maamekaaniset ominaisuudet

Näiden lisäksi oli tarkoitus suunnitella inklinometriseuranta seurattaviin silta-kohteisiin.

Passiivisen maanpaineen kehittymiseen vaikuttaviin tekijöihin liittyvistä artikkelista saatiin kohtalainen käsitys maanpaine – siirtymä riippuvuuteen vaikuttavista asioista. Passiivipaineen kehittymiseksi tarvittavaa nykyistä siirtymäarvoa 0,2 % tiiviillä täytöllä näyttäisi voitavan jonkin verran suurentaa Rankinen passiivipaineellakin mitoitettaessa. Selvityksen perusteella kuitenkin Rankinen paine voi suurilla siirtymillä ylittyä. Myös maanpaineen jakaantuminen on kolmiomaisesta poikkeava ainakin tuen kiertyessä alareunan ympäri.

Maanpaineen jakaantumisesta vinoa sillan maatukea vasten saatiin jonkin verran nykyisiä mitoitusohjeita vahvistavia viitteitä. Maanpaineen seinää vastaan kohtisuorasta poikkeavan suunnan määräytymisestä ei kuitenkaan kirjallisuudesta löytynyt. Myöskään siirtymälaatan ja siipimuurien yhteistoiminnasta maatuen kanssa ei saatu konkreettista lisätietoa.

Passiivipaineen laskenta tehdään klassisen maanpaineteorian mukaan joko Rankinen tai Coulombin menetelmillä (kuva5-1). Molemmissa teorioissa maan murtuminen tapahtuu tasossa. Rankinen maanpainekertoimen laskennassa ei oteta huomioon seinäkitkan vaikutusta, kun taas Coulombin teoriassa se otetaan huomioon. Maanpaineen oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyden mukana ja resultantin vaikutuspisteen olevan seinän kolmannespisteessä.



Kuva 5-1. Passiivipaine klassisen maanpaineteorian mukaan.

Edellisten lisäksi on yleisesti käytössä Terzaghin teoria, jossa otetaan seinäkitka huomioon ja jossa osa murtopinnasta on logaritminen spiraali. Terzaghin ja Coulombin menetelmät antavat samaa luokkaa olevat maanpainekertoimet.

Esimerkiksi Suomessa sillan taustatäytöille käytettävälle kitkakulmalle 38° on Rankinen passiivipainekerroin 4,2 ja Coulombin passiivipainekerroin 10,2, kun seinäkitkakulmana käytetään puolta täytön kitkakulmasta 19° .

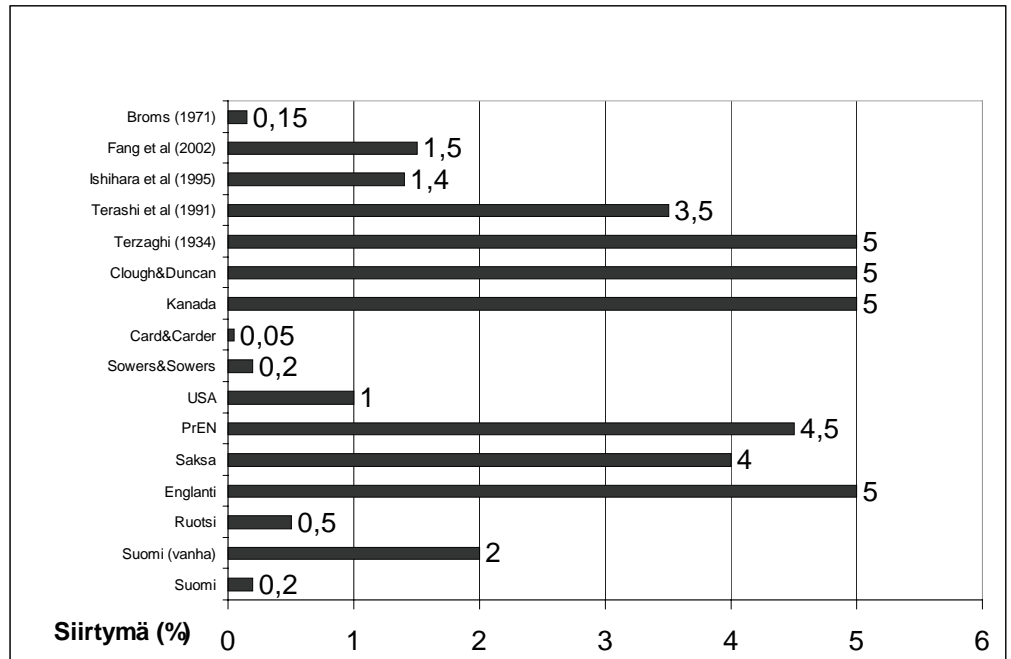
Siirtymän lisäksi myös seinän siirtymistapa vaikuttaa maanpaineen jakautumiseen ja täten myös kokonaispassiivipaineen suuruuteen. Siltaperustuksilla päätytuki siirtyy yhdensuuntaisena ja seinämäinen tuki tuen alareunan tai alareunan yläpuolella olevan pisteen ympäri kiertymällä. Useiden tutkimusten mukaan on edellisellä siirtymätavalla maanpaineen jakaantuminen ollut lähes lineaarista kun taas jälkimmäisellä voimakkaasti kolmiomaisesta poikkeava niin, että maanpaine voi pienentyä olemattomiin seinän alaosalla. Jälkimmäisillä on myös mittauksilla todettu helposti jopa Coulombin passiivipainekertoimen ylityksiä seinän yläosissa.

Useiden lähteiden mukaan on lisäksi mittauksin ja laskelmin osoitettu, että sillan toistuvien lämpölaajenemisten ja kutistumisten seurauksena passiivipaine kasvaa vuosi vuodelta noin 20 vuotta sillan valmistumisen jälkeen, minkä jälkeen maan paineen kasvu tasaantuu vähitellen.

Kuvassa 5-2 on esitetty yhteenveto eri lähteiden mukaisista passiivipaineen mobilisoitumiseen tarvittavista siirtymistä, kun täyttö on tiivis ja seinä siirtyy yhdensuuntaisesti. Suomen viimeisen Pohjarakennusohjeen mukainen 0,2 % seinän korkeudesta tiiviillä hiekalla on lähteiden pienimpiä. Tietävästi raja-arvon tiukentamiseen on ollut perusteena Bromsin tutkimukset.

Näistä ainakin Saksan, Englannin ja PrEN:n ohjeen mukaan passiivipaine voidaan laskea ottamalla seinäkitka huomioon, kun taas Suomessa, Ruotsissa ja USA:ssa mitoitus tehdään Rankinen passiivipaineelle. Kun Rankinen passiivipainekerroin on sillan taustan täytöillä noin puolet Coulombin ja Terzaghin kertoimesta, voidaan esimerkiksi kohtien 2.3 ja 2.4 Saksan ja PrEN taulukoista tulkita, että Rankinen passiivipaine saavutetaan 0,5 ... 1,0% siirtymällä.

Suomen, Ruotsin ja USA:n siirtymäarvoja voitaneen pitää mitoitusohjeena oikeaa suuruusluokkaa olevana edellä esitetyn nojalla, kun seinäkitkaa ei huomioida.

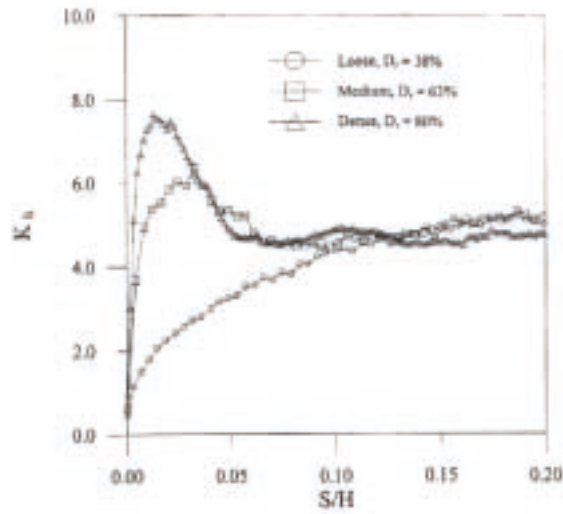


Kuva 5-2. Passiivipaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä eri lähteissä.

Rakennetta vastaan muodostuvan maanpaineen suuruus on laskettavissa joko alustalukumenetelmällä tai kimmoteoriaan perustuen.

Rutiinis suunnittelussa pengertäytteen ja pohjamaan ominaisuuksia kuvaavat muodonmuutos- ja lujuusparametrit arvioidaan hyvin karkeasti suunnitteluohjeisiin sisältyvien taulukoiden avulla. Taulukoita käytetään myös vaakasuuntaisen moduulin ja alustaluvun arviointiin, vaikka taulukot on laadittu tukemaan maanvaraisten anturaperustusten mitoitusta. Taulukoissa esitetyillä arvoilla parametrit voidaan parhaimmillaankin arvioida enintään suuruusluokaltaan oikean suuruiseksi, jos muodostuva siirtymätilaa osataan päätellä. Tällöinkin arvioinnin onnistumisen edellytyksenä on, että rakenteissa käytettävät materiaalit ja niiden tiivistila tunnetaan. Käytännössä rakenteissa käytettävät materiaalit kuitenkin usein poikkeavat suunnittelussa tehdyistä oletuksista ja materiaalin vaikutus siirtymätilaan on niin suuri, että parametreja on erittäin vaikea arvioida oikein. Kuvassa 5-3 on maanpainekehtoimen riippuvuus siirtymätilasta tiiviillä, keskitiiviillä ja löyhällä hiekalla luvusta 3.9.

Erityisen ongelmallinen seikka on, että arvioinnin pohjana olevia muodonmuutos- ja lujuusparametrien taulukkoarvoja ei pystytä rutiiniluontoisesti verrytöimaan. Lisäksi erittäin vaativissa rakenteissa tämä olisi voitava tehdä kohdekohtaisesti laboratoriossa.



Kuva 5-3. Maanpainekertoimen riippuvuus seinän liikkeestä löyhällä, keskitiiviällä ja tiiviillä täytöllä.

Jäätyneen maan jäykkyys on huomattavan suuri maan sulaan tilaan verrattuna. Laboratoriokokeiden mukaan se on 10 – 100 kertainen, jopa suurempi. Moduulin arvo riippuu voimakkaasti kuormitusnopeuden lisäksi lämpötilasta. Lämpötilan suhteen voidaan käytännössä jäätyneen kerroksen lämpötilan yleensä olettaa olevan muutamia asteita nollan alapuolella.

6 JATKOTUTKIMUSTARPEITA

Tutkimuksen perusteella tunnistettiin joukko jatkotoimenpiteitä, joiden toteuttamista voidaan pitää edellytyksenä laakerittomia siltoja koskevien tarkennettujen ja nykyistä taloudellisempaan mitoituslaskeluun johtavien suunnitteluhajojen tekemiselle. Luettelonomaisesti näistä voidaan todeta seuraavaa:

- TTKK:ssa aiemmin tehdyssä tutkimuksessa mitattiin erittäin alhaisia betonilaatan ja täytön välisen kitkan arvoja, jotka poikkeavat merkittävästi yleisesti mitoituksessa käytetyistä otaksumista. Koska näissä kokeissa toteutunut pohjapaine kuitenkin oli hyvin alhainen, vain 2,5 kPa, voisi kokeita täydentää siten, että olosuhteet vastaisivat paremmin siltarakenteen ja pengertäytön välisessä kosketuspinnassa vaikuttavia maanpaineita. Kitkan suuruuteen vaikuttavien betonipinnan ja täyttömateriaalin ominaisuuksien lisäksi oleellinen mittauksilla selvittävä seikka olisi myös kitkan mobilisoitumiseen vaadittavan siirtymätason suuruus. Tämä olisi oleellinen lähtötieto mahdollisissa myöhemmissä elementtimenetelmään perustuvissa sillan ja päätypenkereen yhteistoiminnan mallinnus-tarkasteluissa.
- Laakerittomien siltarakenteiden mallinnustarkasteluissa ensimmäisenä vaiheena tulisi erityisesti vinopäisten siltojen osalta olla niiden todellisten rakenteellisten toimintatapojen tarkastelu ainakin seuraavien tekijöiden osalta:
 - maan ja sillan välisten liikkeiden suunnat ja suuruudet
 - ulokkeellisten ja maatuellisten laakerittomien siltojen rakenteellisen toimintatavan erot
 - siirtymälaatan ja siipimuurien vaikutus
- Kolmiulotteisella elementtimallinnuksella toteutettavan varsinaisen mallinnusvaiheen tuloksena olisi tarpeen kehittää siltarakenteen ja penkereiden yhteistoiminnan analysointiin soveltuva laskentamalli, jonka avulla olisi mahdollista laskennallisesti arvioida sillan päätyihin kohdistuvien maanpaineiden todellisia suuruuksia ja niiden mobilisoitumiseen vaadittavia siirtymätasojen sekä edelleen itse siltarakenteeseen erisuuruisten lämpöliikkeiden vaikutuksesta kehittyviä rasituksia.
- Laskentamallin verifiointi edellyttäisi todellisen siltakohteen instrumentointia vähintään lämpötilamuutoksista aiheutuvien liikkeiden ja mahdollisesti myös kehittyvien maanpaineiden mittaamiseksi. Jotta mittaushavainnot rakenteiden todellisesta käyttäytymisestä alettaisiin saada mahdollisimman nopeasti ja riittävän pitkäaikaisesti, tulisi ensimmäinen instrumentointi toteuttaa, jos mahdollista, jo kesän 2003 aikana. Kattavamman mittausaineiston saamiseksi myös mahdollisen toisen, joko mitoiltaan tai rakennetyypiltään toisenlaisen, siltarakenteen instrumentointi tutkimuksen myöhemmässä vaiheessa olisi hyvin toivottavaa.
- Koska muodonmuutostason vaikutus maan jäykkyyteen on tunnetusti huomattavan suuri, ei maamateriaaleille yleensä voida esittää edes likimääräistä vakiosuuruista kimmomoduulin tai alustaluvun ominaisarvoa, joka olisi käyttökelpoinen tavanomaisissa mitoituslaskelmissa ilman, että se olisi sidottu muodonmuutostasoon ja lisäksi jännitystilaan. Tästä joh-

tuen mitoituksen lähtötiedot tulisi sekä lujuus- että muodonmuutosparametrien osalta myös käydä systemaattisesti läpi ja ohjeistaa oikeiden mitoitusparametrien valinta. Erittäin vaativissa tai muuten merkittävässä kohteissa mahdollisesti kysymykseen tulevien kohdekohtaisten mitoitusparametrien määrittäminen laboratoriotutkimuksien avulla tulisi niin ikään ohjeistaa. Pääosin mitoitusparametrien valinnan ohjeistaminen olisi mahdollista tehdä TTKK:n Pohja- ja maarakenteiden laboratorion käytössä olevien aiempien koesarjojen tulosten analysointiin sekä kirjallisuudesta saatavilla olevaan täydentävään aineistoon perustuen. Erityisesti routaantuneiden karkearakeisten materiaalien ominaisuuksien määrittäminen voisi kuitenkin edellyttää myös täydentävien laboratoriokokeiden tekemistä. Jatkotutkimuksilla tulisi selvittää jäätynneen maan alustaluvun riippuvuus muodonmuutosnopeudesta, siirtymän suuruudesta eri maalajeilla pohjavesipinnan ala- ja yläpuolella.

- Instrumentoiduista siltakohteista saadun mittaustulosaineiston avulla verifioidun laskentamallin avulla olisi edellä mainittujen vaiheiden jälkeen mahdollista tarkastella laskennallisesti siltarakenteeseen vaikuttavien rasitusten herkkyyttä sillan ja penkereen yhteistoimintaan vaikuttavien tekijöiden vaihtelun vaikutukselle. Näiden tarkastelujen lopputulokset tulisi tämän jälkeen dokumentoida uudessa laakerittomien siltojen suunniteluohjeessa.

7 KIRJALLISUUS

- /1/ Abendroth, R. E.; Greimann, L. F. A rational design approach for integral-abutment bridges. *Transportation Research Record*. 1223 pp. 12-23
- /2/ Alampalli, S.; Yannotti, A. P. In-service performance of integral bridges and jointless decks. *Transportation Research Record*. 1624 pp. 1-7
- /3/ Arsoy-S; Barker-RM; Duncan-JM. The behavior of integral abutment bridges. FHWA/VTRC 00-CR3 1999/11. 9807-9906 pp37
- /4/ Briaud, Jean-Luis. Settlements of bridge approaches. National Academy Press, Washington D.C. 1997
- /5/ Broms, B. B., Ingleson, I. Earth pressure against the abutments of a rigid frame bridge. *Géotechnique*, The Institution of Civil Engineers, London, U.K., Vol. 21, No. 1, pp. 15-28
- /6/ Broms, B.B., Ingleson, I. Lateral earth pressure on a bridge abutment. *Proceedings of the 5th European conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Madrid, 117-123.
- /7/ Burke, M. P. Integral bridges: attributes and limitations. *Transportation Research Record No 1393*, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 1993, pp. 1-8.
- /8/ Burke, M. P. Jr. Semi-integral bridges: movements and forces. *Transportation Research Record*. 1460 pp. 1-7
- /9/ Burke, MP Jr. Integral Bridges. *Transportation Research Record*. 1990. (1275) pp53-61
- /10/ Card G.B. (Frank Graham Cons Eng Ltd), Carder, D.R (TRL). A Literature review of the geotechnical aspects of the design of integral bridge abutments. TRL Project Report. 1993. (Pr 52) 53p
- /11/ Carder, D.R. (TRL LTD, UK), Card, G.B (TRL LTD, UK). Innovative structural backfills to integral bridge abutments. TRL Report 290. 1997. 26p
- /12/ Dagher, H.J., Elgaaly, M, Kankam, J. Analytical investigation of slab bridges with integral wall abutments. *Transportation Research Record*. 1991. (1319) pp115-125
- /13/ Darley, P. (TRL LTD, UK); Carder, D.R. (TRL LTD, UK). Consultation document on suitability tests for stress absorbing layers behind integral bridge abutments. TRL Report 328. 1998. 8p
- /14/ Darley, P. (TRL, UK), Alderman, G. (TRL, UK). Measurement of thermal cyclic movements on two portal frame bridges on the M1. TRL Report. 1995. (165) 8p
- /15/ Darley, P. (TRL, UK), Carder, D.R. (TRL, UK), Alderman, G.H. (TRL, UK). Seasonal thermal effects on the shallow abutment of an integral bridge in Glasgow. TRL Report. 1996. (178) 17p
- /16/ Darley, P. (TRL, UK), Carder, D.R. (TRL, UK), Barker, K.J. (TRL, UK). Seasonal thermal effects over three years on the shallow abutment of an integral bridge in Glasgow. TRL Report 344. 1998. 21p

- /17/ Department of Transport, London U.K. Design manual for roads and bridges: BD37/88 Loads for Highway Bridges.
- /18/ England, George L. Integral Bridges. Imperial College, London 2000
- /19/ Fang Y.S. and Ishibashi, K. Static earth pressure with various wall movements. Journal of the Geotechnical Engineering division of the ASCE 112(3), 317-333
- /20/ Fang, Y-S., Ho, Y-C., Chen, T-J. Passive pressure with critical state concept. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. August 2002
- /21/ Fang, Y-S., Chen, T-J., Wu, B-F. Passive earth pressures with various wall movements. Journal of Geotechnical Engineering. 1994/08. 120(8) pp1307-23
- /22/ Faraji, S. Behavior of integral abutment bridges in Massachusetts (Year II). NTIS 1997/06. 9509-9612 pp 114
- /23/ Faraji, S., Ting, J.M., Crovo, D.S., Ernst, H. Nonlinear analysis of integral bridges: Finite-element model. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2001/05. 127(5) pp454-461
- /24/ Franke, E., Kluber, E. Vertikalpfähle – einzeln und in Gruppen unter aktiven Horizontal – und Momentbelastungen, Geotechnik, vol ,no 1984 p7-26
- /25/ Greimann, L.F., Wolde-Tinsae, A.M., Yang, P.S. Skewed bridges with integral abutments. Transportation Research Record. 1983. (903) pp64-72
- /26/ Hambly E.C. Integral bridge abutment in practice and in theory. Tech. Paper PA2138/92, Transport and Road Research Laboratory, Department on Transport, Crowthorne , Berkshire. U.K.
- /27/ Harrop-Williams, K. O. Geostatic wall pressures. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, New York, N.Y., U.S.A., Vol. 115, No. 9, pp. 1321-1325.
- /28/ Highways Agency. BA 42/96. The design of integral bridges. Design manual for roads and bridges. Vol. 1, No. 3, Part 12.
- /29/ Hoppe, E.J., Gomez, J.P. Field study of an integral backwall bridge. VTRC 97-R7 1996/10. pp51
- /30/ Husain, I., Bagnariol, D. Design and performance of jointless bridges in Ontario: New technical and material concepts. Transportation Research Record. 2000. (1696) pp109-121
- /31/ Ingold, T.S. The effects of compaction on retaining walls. Geotechnique, London, U.K. 29(3), 265-283
- /32/ James, R.G. and Bransby, P.L. Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem.. Geotechnique 20, 17-38
- /33/ Kallio, V. Jäätynneen maan mekaaniset ominaisuudet. Oulun yliopisto, diplomityö.
- /34/ Koskinen, M. Soil Structure Interaction of Jointless Bridge on Piles. TTKK 1997

- /35/ Kunin, J., Alampalli, S. Integral abutment bridges: Current practice in United States and Canada. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2000/08. 14(3) pp104-111
- /36/ Lawver, A., French, C., Shield, C.K. Field performance of integral abutment bridge. *Transportation Research Record*. 2000. (1740) pp108-117
- /37/ MnDOT: Resilient Modulus Testing of Materials from Mn/ROAD, Phase 1, Report No 96-21
- /38/ Muir-Wood, D., NASH, D. Earth pressures on an integral bridge abutment: A numerical case study. *Soils and Foundations*. 2000/12. 40(6) pp23-38
- /39/ Ng, C. W. W., Springman, S. and Norrish, A. R. M. (1998). Centrifuge modeling of spread-base integral bridge abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Va., U.S.A., Vol. 124, No. 5, pp. 376-388.
- /40/ Nielsen, Anders. Ändskärmbro, sammanverkan mellan bro och motfyllning. Examensarbete 1994:097 Högskolan i Luleå
- /41/ Norrish, A. R. M. Cyclic loading of cohesiveless soil behind bridge abutment. Forthcoming PhD thesis. Univ. Of Cambridge
- /42/ Poulos, D.G., Davis, E.H. *Pile foundation analyses and design*, p.174
- /43/ Pritchard-B. *Continuous and integral bridges*. E & FN Spon, 2-6 Boundary Row, London, SE1 8HN, United Kingdom. 1995. 295P
- /44/ RIL 121 Pohjarakennusohjeet 1988, Helsinki 1988, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.
- /45/ Rollins, K.M., Sparks, A. Lateral resistance of full-scale pile cap with gravel backfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. September 2002
- /46/ Sandford, T. C. and Elgaaly, M. Skew effects on backfill pressures at frame bridge abutments. *Transportation Research Record No. 1415*, National Academy Press, Washington, D.C., U.S.A., pp 1-11
- /47/ Sherif, M.A. and Mackey, R.D. Earth pressures against rigid retaining walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division of the ASCE* 108(GT5), 679-695
- /48/ Simpson, B. *Retaining structures, displacement and design*. Geotechnique, London, U.K. 42(4), 541-576
- /49/ Soltani, A., Kukreti, A. R. Performance evaluation of integral abutment bridges. *Transportation Research Record*. 1371 pp. 17-25
- /50/ Springman, S. M., Norrish, A. R. M., Ng, C. W. W. Cyclic loading of sand behind integral bridge abutments. *TRL Report No 146*
- /51/ Suomen rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. RIL 157-2 Geomekaniikka II, Helsinki 1990
- /52/ Thippeswamy, H.K., GangaRao, H.V.S. Analysis of in-service jointless bridges. *Transportation Research Record*. 1995. (1476) pp162-170
- /53/ Thomson, T. A., Lutenecker, A. J. Passive earth pressure tests on an integral bridge abutment. *Proc. 4th Int. Conf. Case Histories in Geotech. Engrg.*

- /54/ Thomson, T.A., Lutenecker, A.J. Passive earth pressures in integral bridge abutments. NTIS 1998/07. 9701-9712 pp154
- /55/ Tiehallinto. Sillansuunnittelun täydentävät ohjeet. Helsinki 2001
- /56/ Tiehallinto. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa TIEL 2172068-99
- /57/ Tiehallinto. Teräspalkkipaalut, TIEL 2173448-99
- /58/ Tiehallinto. Tien pohjarakenteiden suunnitteluperusteet, TIEH 2100002-01.
- /59/ Transportation Research Board. Manuals for the design of bridge foundations. National Cooperative Highway Research Program Report 343
- /60/ Vägverket. Allmän teknisk beskrivning för broar, Bro 94, Publ 1994:1
- /61/ Zhang, J.M., Shamoto, Y., Tokimatsu, K. Evaluation of earth pressure under any lateral deformation. Soils and Foundations. 1998/03. 38(1) pp15-33

